CESP

Companhia Energética de São Paulo

ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA

PROCESSO EXECUTIVO

AUTOR: LUIS A. M. ABDALLA

TÚNEIS EM ROCHAS

1. Generalidades

A escavação de túneis em rocha tem tido, nos últimos anos, um grande desenvolvimento, deixando o estágio de empirismo e do artesanato, para tornar-se verdadeira ciência. Não impede isto que, mesmo entre nós, muitos sejamos métodos e equipamentos utilizados e muitas e controvertidas possam ser as opiniões dos técnicos sôbre o assunto. Com relação aos pontos a seguir expostos, poderá existir parecer contrário da parte de alguns, parecer ditado muitas vêzes pela própria prática. Desejamos dar algumas indicações teórico-práticas que auxiliem os principiantes em seus primeiros projetos, ou que permitem aos veteranos comparar seus resultados práticos com os dados do presente trabalho.

Para simplificação dos dados, todos os cálculos apresentados referem-se (a não ser quando há indicação expressa em contrário) à perfuração em granito sólido (C ≐ 0,4) com brocas integrais das séries 11 ou 12, e detonação com gelatina especial de 40% a 60 % de fôrça.

2. Plano de fogo

Chama-se "plano de fogo" o plano que engloba o conjunto dos elementos que permitem uma perfuração e detonação correta de um túnel, galeria, poço etc., através do equipamento previsto para êste serviço e dentro dos tempos necessários ao cumprimento do cronograma.

Fazem parte de um plano de fogo os seguintes elementos principais:

- Vista, planta baixa e corte longitudinal da frente de ataque, com localização dos furos a executar
- indicação da seqüência de ignição das cargas explosivas
- indicação por escrito de

Área da secção - S (m^2)
Profundidade máxima perfurada - H (m)

Avanço por fogo - H' (m)
Números de furos - N
Diâmetro dos furos (fundo) - d (mm)
Rocha detonada - Q (m^3)
Metragem perfurada - F_1 (m)
Metragem perfurada/m^3 de rocha (sólida) - F_2 (m/m^3)
Tipo de explosivo
Consumo de explosivo/por fogo - P_1 (kg)
Consumo de explosivo/m^3 de rocha (sólida) - P_2 (Kg/m^3)
Número e modêlo das perfuratrizes
Consumo de ar comprimido

Razão de avanço - $\sigma = \frac{H'}{H}$

Na identificação dos furos dos desenhos será usada a seguinte notação:

+ = furo de pilão
O = furo sem carga
● = furo com carga

A primeira parte de um plano de fogo refere-se à determinação dos furos, ficando para a segunda parte a determinação do explosivo e sua forma de detonação. Seguem-se a verificação do projeto e o estudo de tempo.

Para a determinação da localização dos furos, aplicam-se as seguintes regras gerais:

1. O afastamento (V) entre furos tem o seguinte valor máximo:

$$V_{max} = 15\ d$$

Este valor máximo não pode ser utilizado na prática devido ao "desvio de perfuração".

O valor dêste desvio é variável, conforme o tipo de perfuração e a prática dos operadores. Com perfuratrizes guiadas sôbre avanços de corrente, o desvio pode variar entre 2 e 5 cm/m. Com perfuratrizes sôbre avanços pneumáticos, o desvio é maior podendo variar de 5 a 8 cm/m. Tratando-se de operadores sem prática ou em início de obra, um desvio de 10 cm/m pode ser considerado normal.

Conhecido ou arbitrado o valor dêste desvio, basta subtrair seu valor total de V max e assim obter o afastamento V utilizável na prática.

Êste afastamento ainda sofrerá as seguintes correções, de acôrdo com a localização do furo:

Furos de pilão	- 0,8 V
Furos abaixo do pilão	- 0,8 V
Furos laterais	- 0,9 V
Furos de rebaixe (comumente chamado de "levante", "de repé" ou de "sapateira")	-0,75 V
Furos de abôbada	- 0,9 V
Demais furos	- 1,0 V

2. O espaçamento entre os furos será de

$$E \text{ max} = 1{,}3 \text{ V}$$

Sempre que a divisão dos espaços não puder ser feita exatamente dentro da fórmula acima, devem-se rearranjar os furos para

$$E_{\text{final}} < E_{\text{max}}$$

Desejando melhorar o aspecto final das paredes do túnel, deve-se proceder à chamada "detonação perimétrica", conforme será explicado em momento próprio.

3. O tipo e a localização do chamado pilão é muito importante para a distribuição dos furos segundo os afastamentos e espaçamentos acima calculados. Como o pilão se reveste de inúmeras características próprias, dedicaremos a êle um capítulo à parte.

3. Pilão

Os furos de um plano de fogo podem ser divididos essencialmente nos seguintes tipos:

Furos de pilão (ou de cunha) são os furos destinados à primeira abertura da secção, trabalhando segundo o princípio de alívio escalonado do engastamento da rocha e produzindo, segundo detonações sucessivas, faces livres, cada vez maiores.

Furos auxiliares são os furos que se seguem aos de pilão, aumentando a abertura dêste.

Furos de contôrno (de abóbada, laterais, de rebaixe) são os furos que dão o acabamento à secção.

De todos os furos acima, os mais importantes são os "de pilão". A localização de um pilão pode ser a mais variada possível e novamente o tipo de equipamentos (perfuratrizes, armações, jumbo etc.) tem sua influência decisiva neste assunto.

Do ponto de vista da perfuração e detonação, as seguintes localizações podem ser utilizadas:

Pilão próximo ao contôrno do túnel (fig. 1a)

Este pilão pode ser usado, preferencialmente, em túneis pequenos e tem a vantagem de que os furos do pilão e os do contôrno coincidem, dando assim uma economia na perfuração.

Pilão centrado no têrço inferior (fig. 1b)

Este pilão é o mais utilizado e tem a vantagem de fornecer uma pilha de rocha bastante compacta e centrada. Os fragmentos de rocha são maiores do que a normal e o consumo de explosivo é baixo.

Pilão centrado no têrço superior (fig. 1c).

Este pilão dá as melhores condições de fragmentação. A pilha de rocha fica menos compacta, mais extensa e o consumo de explosivo é maior que nos casos anteriores.

Quanto ao tipo do pilão, podemos distinguir, essencialmente, os seguintes:

Pilões de furos paralelos:

- pilão "queimado" ou burn cut
- pilão cilíndrico
- pilão em cratera

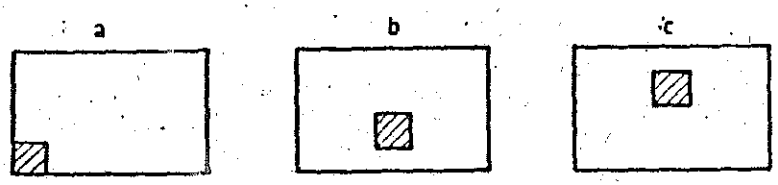


Fig. 1 Localização do pilão de secção de túnel.

a) Junto à periferia.
b) No centro do têrço inferior
c) No centro do têrço superior

Pilões de furos desviados:

pilão em V
pilão em leque
pilão norueguês
pilão em pirâmide
pilão em triângulo

3.1. Pilão "queimado", estraçalhante ou "burn-cut"

Este tipo de pilão, como todos os tipos de pilões de furos paralelos, tem vantagem sôbre os pilões de furos desviados, no que se refere a secções pequenas, pois permite avanços maiores neste caso.

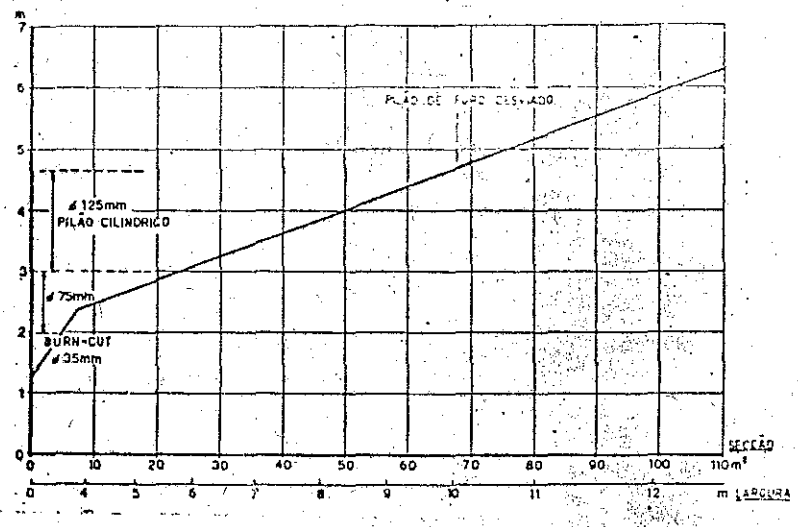


Fig. 2 . Avanço máximo por fogo em função da área e da largura da secção do túnel.

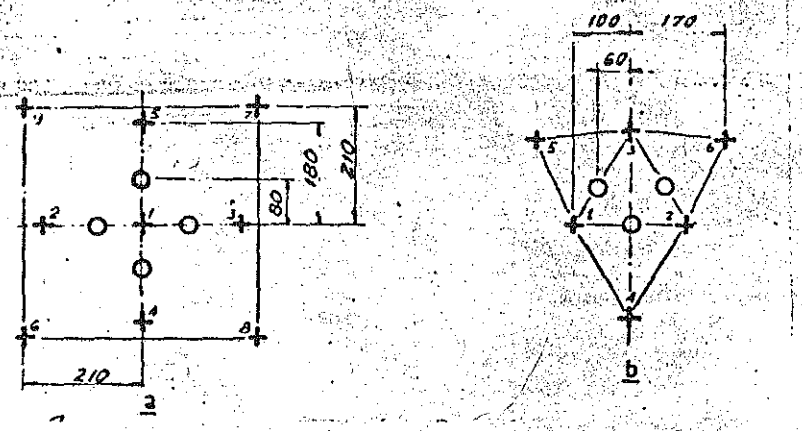


Fig. 3. Pilão estraçalhante ou burn-cut de furos de igual diâmetro.

a) em turno reverso b) em triângulo

Esta vantagem desaparece em secções maiores, conforme pode ser visto no gráfico da figura .2.

Os burn-cuts são os mais antigos tipos de pilão e, como tal, tiveram e ainda têm grande aceitação na abertura de túneis.

O pilão "queimado" é assim chamado porque consta de uma série de furos, dos quais um ou mais não são carregados. A detonação da carga se faz por fogos sucessivos, servindo os furos não carregados como pontos de concentração de tensões. Quando se verifica uma explosão num furo próximo, a rocha é triturada e quebrada com maior intensidade em tôrno do furo não carregado. As condições de carga e detonação produzem com relativa facilidade o "congelamento" ou " sinterização" da rocha no fundo do pilão, contribuindo para que o arrancamento não seja integral. Devido a isto, modernamente, substitui-se com grande sucesso o burn-cut pelo pilão cilíndrico, que pode ser considerado uma variante evoluída do primeiro.

O tipo mais simples de burn-cut é aquêle que utiliza furos do mesmo diâmetro, tanto para os furos carregados como para os descarregados.

Dois tipos de pilões dêste tipo podem ser vistos na figura .3.

A disposição e o número dos furos de pilão dependem das características da rocha. Os diferentes tipos de rocha podem ser classificados, segundo a tabela 1 (Engº E.Steidle):

TABELA 1

A	B	C	D	E	F	G
Gipsita	Calcário - brando	Calcário - dureza mediana	Arenito - brando	Granito - brando	Quartzo	Granito - duro
Folhelho muito brando	Folhelho - brando	Arenito - brando	Calcário - duro	Hematita	Quartzito	Quartzito - granulação fina
Argila	Calcário carbonífero	Folhelho - dureza mediana	Folhelho - duro	Arenito - duro	Conglomerado quartzoso	Silex
Rocha muito decomposta	Calcita	Folhelho aronoso	Folhelho betuminoso	Micaxisto	Mármore	Tactito
	Rocha medianamente decomposta	Calcário medianamente silicoso.	Calcário cristalizado	Conglomerado argiloso	Granito - dureza média	Rochas contendo sílica
			Calcário silicoso	Silicatos	Arenito - duro	
				Rochas contendo sílica	Rochas contendo sílica	

Na tabela 1, as rochas estão classificadas em ordem crescente de friabilidade, ficando as rochas plásticas nos grupos iniciais.

Dentro de cada grupo pode haver também uma divisão em friável , plástico ou intermediário. Quanto mais quartzitos e silicatos uma rocha contiver, tanto maior será sua tendência à friabilidade.

Determinado, portanto, o tipo de rocha, dentro de um dos grupos de A a G e determinado seu grau maior de plasticidade ou friabilidade, pode ser determinado o tipo de explosivo recomendado, conforme figura 4.

A distância entre os furos pode ser determinada pelo gráfico da figura 5.

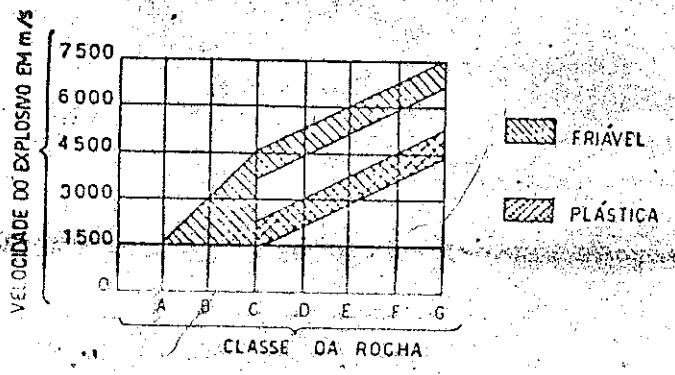


Fig. 4. Velocidade de explosivo adequado a um burn-cut para diferentes tipos de rochas.

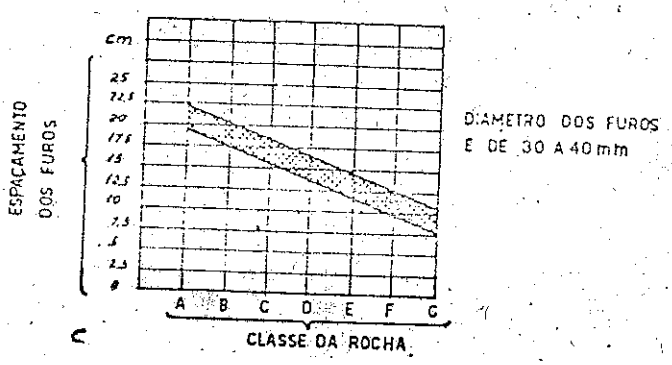


Fig. 5. Espaçamento entre furos de um burn-cut, para diferentes tipos de rochas.

Caso não se possua o explosivo indicado pelo gráfico, pode - se alterar o espaçamento dos furos, na proporção das velocidades respectivas, levando em conta que a distância entre furos pode ser variada na razão direta da velocidade do explosivo.

Os primeiros 3 a 5 furos centrais não devem ser carregados integralmente, a fim de evitar sobrecargas. É suficiente uma distribuição de explosivos de 0,65 a 0,70 Kg/m. Os demais furos podem receber carga integral (respeitando sempre o tampão sem carga).

Determinada a distância entre furos e seu carregamento, basta escolher entre um dos muitos tipos e variantes existentes (figura 6.).

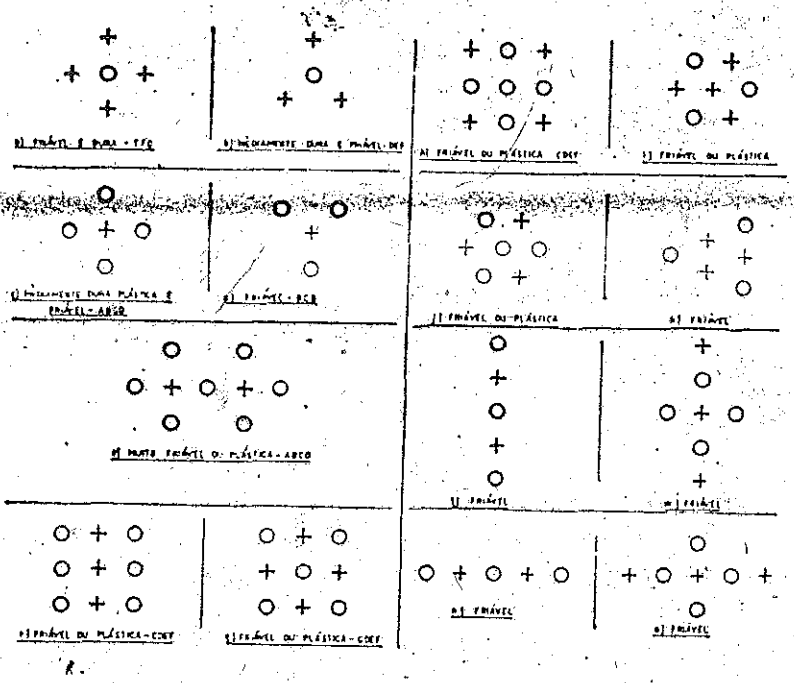


Fig. 6. Diversos arranjos de furos carregados e descarregados em um burn-cut.

O tipo de pilão estraçalhante mais antigo é o conhecido pilão"Michigan", que pertence aos pilões de furos de diâmetro diferente, sendo o furo descarregado o de maior diâmetro (fig. 7).Êstes pilões também obedecem às características dos gráficos das figuras 4 e 5, mas

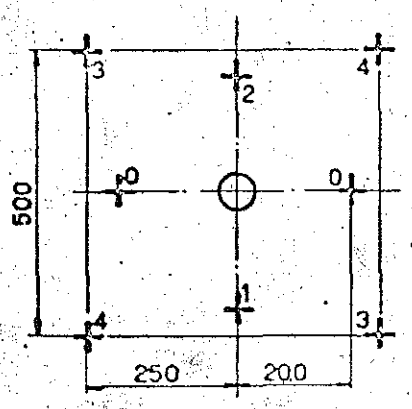


Fig. 7. Pilão Michigan.

as distâncias dos primeiros furos agrupados em tôrno do furo descarregado devem ser maiores. Se o furo descarregado tiver o dôbro do diâmetro dos demais furos, a distância obtida no gráfico deve ser multiplicada por 1,5. Os demais furos, externos aos primeiros 3 a 4 furos circundantes do furo central descarregado, não sofrem alteração.

A pilha de rocha resultante da explosão deve estender-se por uma extensão de 1,5 a 2,0 vêzes o avanço do fogo. Desejando obter melhor fragmentação, deve-se carregar mais explosivo e a pilha será mais extensa. Se a fragmentação for boa, mas a pilha [illegible] pode-se tentar remediar a situação, diminuindo a quantidade de explosivo.

Caso a extensão da pilha venha a dar problemas, pode-se inclinar todos os furos de 10° a 15° para baixo, limitando, assim, o lançamento da rocha. Protegem-se com isso também eventuais revestimentos de abóbada.

A ignição das diversas cargas obedece ao princípio dos alívios sucessivos, isto é, cada detonação sucede a outra, que já executou seu trabalho, abrindo frentes livres cada vez maiores.

Os números dos desenhos indicam a sucessão das detonações. Usam-se normalmente espolêtas de tempo (1 décimo segundo), pois estas [illegible] em uma pilha mais compacta, além de dar maior rendimento. Muitas vêzes, em secções muito grandes, as esperas do espolêtas de tempo não são suficientes. Neste caso, usam-se espolêtas de micro-retardo (. milissegundo) no pilão e espolêtas de tempo no restante da secção.

3.2. Pilão cilíndrico

O pilão cilíndrico pode ser considerado uma evolução ou um aperfeiçoamento do burn-cut. Existe ainda hoje muita diversificação na forma de definir e classificar os pilões de furos paralelos, havendo mesmo quem chame de burn-cut a todos êles. Considerando porém que os estudos dos últimos anos tiraram êste assunto de seu empirismo, convêm fazer uma distinção nítida para os pilões cilíndricos. A diferença essencial consiste no fato de que, graças ao maior conhecimento do comportamento da rocha e do explosivo, pode-se hoje dimensionar os furos e as cargas de forma a permitir um aproveitamento total do efeito do explosivo resultando num completo arrancamento e expulsão da rocha e dando um cilindro (ou prisma) perfeito, livre de material, após a

detonação de cada furo.

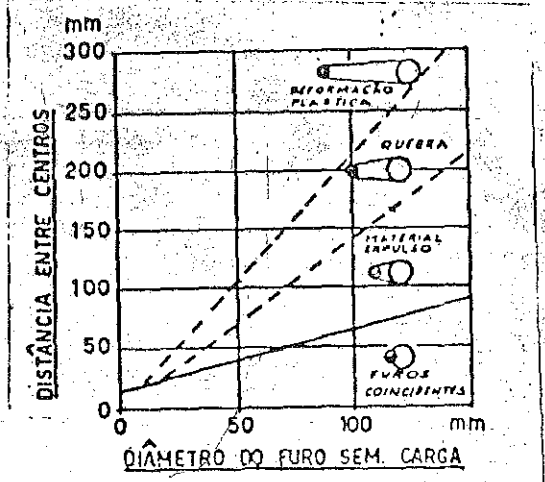


Fig.8. Detonação de um furo a um furo descarregado. Variam as distâncias entre os furos e o diâmetro do furo descarregado.

O furo central descarregado deverá ser o maior possível, se forem desejáveis maiores avanços e melhor performance geral. A posição do primeiro furo carregado, em relação ao furo sem carga, pode ser vista na figura 8. Vê-se neste diagrama que, para distância a $< 1{,}5$ Ø, o material é expulso do pilão.

Para "a" entre 1,5 e 2,1 Ø há quebra do material e acima dêste valor a rocha apresenta deformação plástica o projeto deve procurar manter-se nos limites mais baixos de distância entre centros, a fim de permitir boa expulsão do material.

Um valor ideal é aquêle que se mantêm, aproximadamente, a = 1,5 e os dados para um pilão cilíndrico bem dimensionado podem ser vistos na figura 9.

A tabela 2 fornece as medidas e razões de carregamento do pilão da figura 9.

Neste pilão vemos o que se poderia classificar como sendo a forma mais sofisticada da moderna técnica de perfuração. Os furos carregados, quando dispostos em espiral, isto é, cada furo detona depois de outro furo que estava mais próximo do centro, formam o arranjo mais favorável para a abertura de um pilão. Como a disposição em espiral simples torna-o vulnerável a eventuais falhas na sequência de ignição, desenvolveu-se o pilão em "dupla espiral", conforme pode ser visto na figura 9.

Os furos 1-2, 3-4, 5-6 se correspondem em suas respectivas espirais e a falha de um dêles ficará compensada e eliminada pela detonação de seu equivalente. Devido a isso, os pilões em dupla espiral

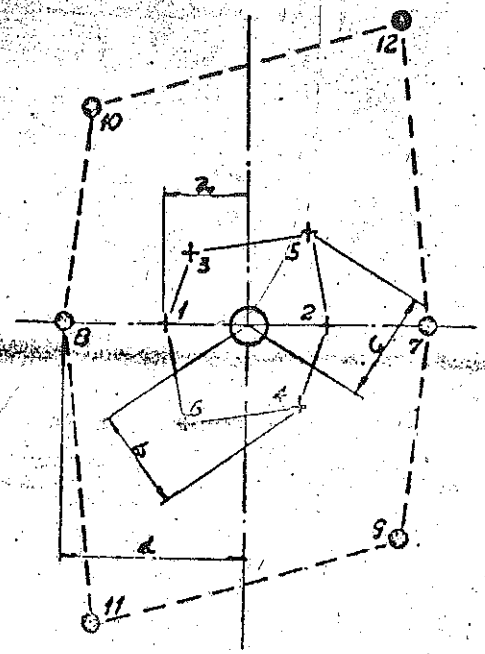


Fig. 9. Pilão cilíndrico em dupla espiral. As medidas são dadas na Tabela 2.

TABELA 2

Medidas das distâncias entre centros de furos (a,b,c,d) para um furo carregado de 32 mm e furo descarregado de diâmetro Ø variável.

Ø mm	75	85	100	110	125	150	200
a mm	110	120	130	140	160	190	250
b mm	130	140	160	170	190	230	310
c mm	160	175	195	210	240	290	380
d mm	270	290	325	350	400		
$l_{1kg/m}$	0,30	0,35	0,40	0,45	0,5	0,6	0,8
$l_{2Kg/m}$	0,65	0,75	0,85	0,9	1,1	1,3	1,3

l_1 refere-se aos furos da primeira espiral (1-6)

l_2 refere-se aos furos da segunda espiral.

se estão tornando cada vez mais populares. O único problema ainda reside na proximidade dos primeiros furos da espiral com o furo descarregado. Com os dispositivos modernos de perfuração, a distância mínima entre furos deverá ser de 160mm. Para obter isso (Tabela 2), seria necessário que o furo sem carga tivesse um diâmetro mínimo de 125mm (5"). Embora isso seja perfeitamente possível, só é viável através de equipamento pesado de perfuração.

Para tanto utilizam-se os conhecidos drifters, perfuratrizes pesadas, montadas sôbre avanços movimentados por braços hidráulicos e formando os eficientes hydra booms. Êste equipamento é utilizado em, práticamente, todos os túneis americanos e resulta em elevada produção por homem-hora.

Diversos fabricantes, principalmente europeus, estudaram uma forma de conseguir o mesmo resultado com equipamento levê. O problema do furo grande descarregado permitiu duas soluções básicas, ambas viáveis com perfuratrizes normais sôbre avanço pneumático (jack-leg). Numa das soluções, o furo central é executado inicialmente com broca integral e depois alargado com coroa alargadora de 64mm (2,1/2") ou 76 mm (3") (fig.10). Noutra solução, o furo central é executado em duas etapas com a mesma coroa de 57 mm (2,1/4"), Os dois furos são tangentes e forman uma abertura em forma de 8 (fig.11).

a = 100 mm
b = 150 mm
c = 210 mm
d = 250 mm

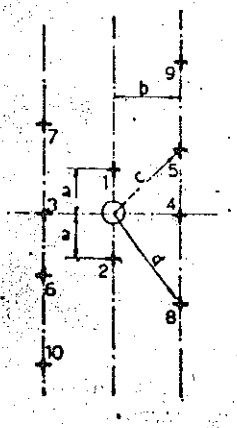


Fig. 10 Pilão Fagersta

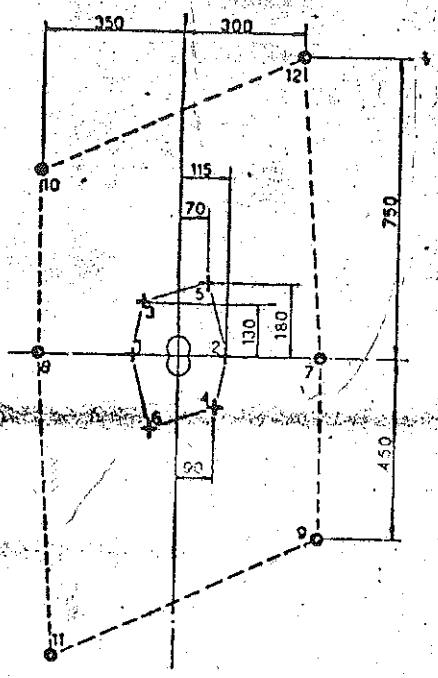
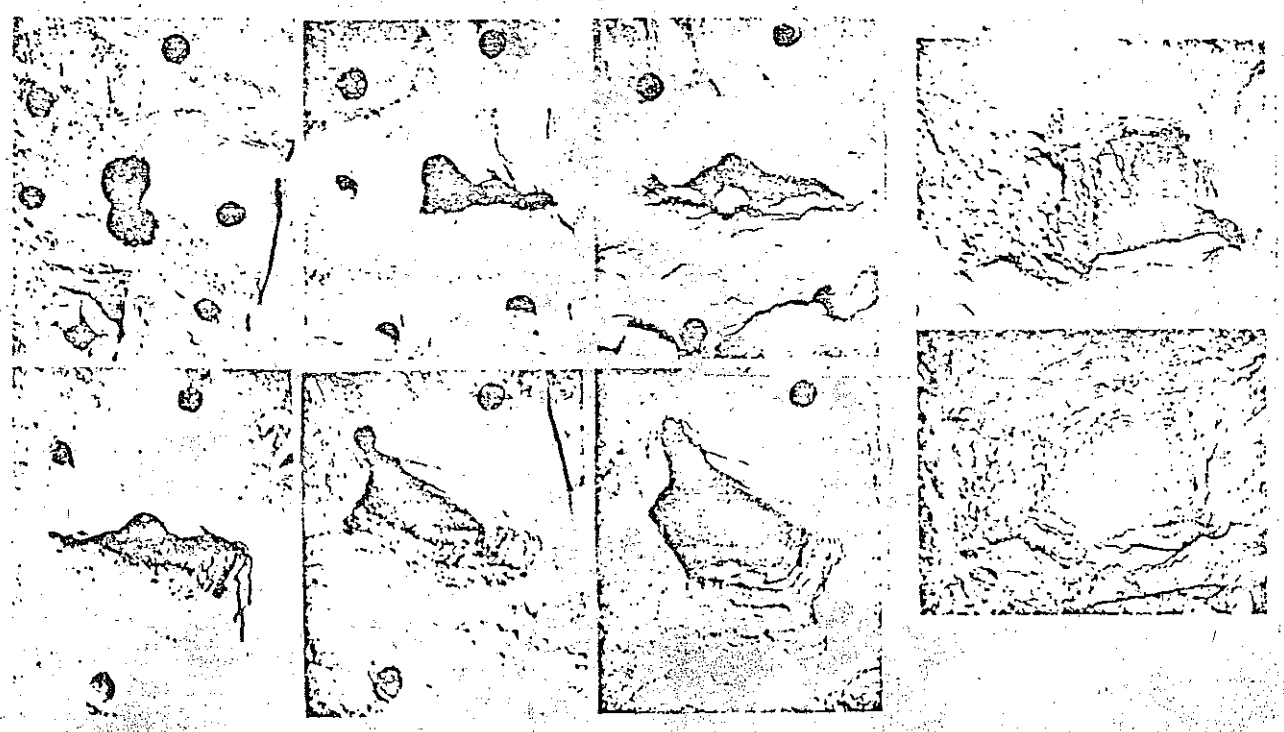


Fig. 11. Pilão Coromant.

Êstes dois últimos tipos de pilão em dupla espiral são ideais para túneis e minas com secção pequena. onde suplantam qualquer tipo de burn-cut.

Abaixo aparece uma sequência fotográfica ilustrativa da detonação do pilão coromant.



4. Furos de alargamento do pilão

Furos auxiliares e de alívio

Foi tentado, nos parágrafos anteriores, dar ao executor de túneis os elementos básicos para a escolha de um pilão adequado a seu tipo de serviço . Os exemplos, os gráficos e as tabelas poderão ajudá-lo a detalhar os furos do seu pilão. Determinados êstes, será necessário proceder à determinação dos furos de alargamento entre o pilão e o contôrno. Êste alargamento tem a finalidade de escavar o remanescente da secção e deve ser efetuado de forma a permitir que seja plenamente aproveitado o avanço conseguido pelo pilão. Ao dispor os furos, deve cuidar-se principalmente, para que o espaçamento e afastamento no fundo seja o adequado. Os valores a tomar em consideração, para afastamento e espaçamento, já foram dados no início dêste capítulo e a forma prática de usá-los será dada no capítulo seguinte. Os primeiros furos após o pilão são os mais importantes e merecem o maior cuidado.

É necessário, antes de mais nada, que a face livre, diante de cada furo, tenha, no mínimo, o dôbro do valor do afastamento, isto é, que o ângulo livre de quebra de um furo tenha, no mínimo, 90°. A disposição dos primeiros furos em tôrno do pilão é feita, por isso, em quadrados consecutivos, tangentes aos vértices dos anteriores (circunscritos). Êstes quadrados, gradativamente maiores, são substituídos por polígonos (fig. 12), quando o afastamento se torna excessivo.

Outro ponto importante a considerar é a sequência de ignição. A detonação moderna em túneis é preponderantemente feita com espolêtas elétricas, embora em mineração ainda seja muito utilizado o estopim comum. A detonação elétrica pode ser executada com bastante sucesso hoje em dia, graças às espolêtas de tempo. Conforme já foi dito, deve ser dada preferência às espolêtas de meio.segundo, para dar ao material detonado tempo de ser expulso. Mesmo com o grande número de esperas fabricadas hoje em dia, não haverá, por vêzes, suficiente espolêtas de meio-segundo e deve-se, então, recorrer às espolêtas de micro-retardo. A sequência de ignição será também muito importante e, na prática atual, usa-se o máximo possível de esperas. Dá-se aos primeiros furos, sempre que possível, uma espera dedicada a um furo apenas e, sòmente fora dos furos de pi

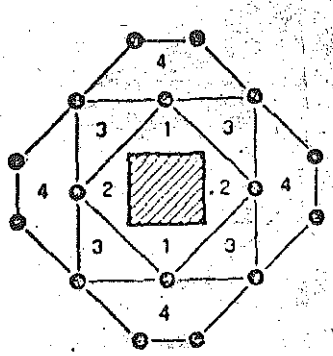


Fig. 12. Disposição correta dos furos de alargamento em tôrno de um pilão.

lão, passa-se a usar 3 ou mais esperas iguais para uma série de furos. Usando-se mais de um furo numa espera, deve-se cuidar para que os furos detonados simultâneamente estejam, de preferência, em fileira reta e/ou opostos, a fim de evitar o "efeito de abóbada". Êste efeito é produzido por furos de arrancamento simultâneo, dispostos em arco côncavo. Para um melhor arrancamento e uma melhor fragmentação, os últimos furos de cada fileira (extremidades) devem ser detonados a uma espera depois da espera da fileira.

5. Furos de contôrno

Particular interêsse deve ser dedicado aos furos de contôrno ou perimetrais, em particular à abóbada. A forma tradicional de projetar e executar um contôrno de um túnel não prevê o fato de que o explosivo exerce sua ação destruidora também para fora do contôrno. O contôrno não ficará, por isso, perfeitamente definido, mas apresentará irregularidade que se traduzirão em

- perigo no serviço devido à queda de "chocô"
- necessidade de execução de grandes volumes de concreto, devido à ultraquebra (over-break).

Para fazer face a êstes inconvenientes e executar escavações com faces lisas que, muitas vêzes, dispensam escoramento e mesmo concretagem, desenvolveu-se na década de 50 o método da detonação perimétrica controlada, hoje já adotado em nosso país.

Os princípios a seguir detalhados referem-se, particularmente, aos furos de abóbada e, parcialmente, aos furos das laterais, não se aplicando em geral à todo o contôrno da secção.

Consegue-se a detonação perimétrica através da observância de uma série de princípios, como sejam.

— a sequência das detonações deve servir ao fim primordial de evitar o encunhamento da rocha (fig. 13).
Observado isto, a concentração da carga é pequena e o abalo da rocha externa à secção será diminuído;

— os furos de contôrno devem ser menos espaçados que os demais furos do plano de fogo. O espaçamento deverá estar entre 10 e 20 vêzes o diâmetro. O afastamento deverá ser de 1 a 1,4 vêzes superior ao espaçamento. Os furos da detonação perimétrica controlada devem ser os últimos a serem detonados e devem ter, de preferência, a mesma espera. Consegue-se, com isso, um ótimo efeito de corte da rocha, sem saliências nem cavidades;

— a concentração da carga explosiva pode ser sensívelmente reduzida. Esta redução pode chegar a resultar num furo com um décimo da carga de um furo igual, totalmente carregado;

— as cargas explosivas dos furos de contôrno devem ser, de preferência, detonadas em separado, depois da detonação do resto da secção;

— onde não é possível conseguir cargas comerciais específicas para êste tipo de trabalho, deve-se, de preferência, amarrar as cargas comuns a um cordel detonante. devidamente espaçadas;

— na extremidade da carga coloca-se uma espolêta como escorva ao cordel e tampona-se vigorosamente o furo.
Evita-se, com isso, o arrancamento do cordel e a perda de gases;

— o melhor resultado é obtido com espolêtas instantâneas ou de micro-retardo. Não convém usar as espolêtas de meio- segundo, pois têm a dispersão superior a 100ms (0,1 s). Com isso, o intervalo entre fogos torna-se grande demais para que os furos contíguos exerçam ação simultânea e, como consequência, práticamente cada furo trabalha isoladamente.

O resumo de alguns elementos acima descritos encontra-se na tabela 3.

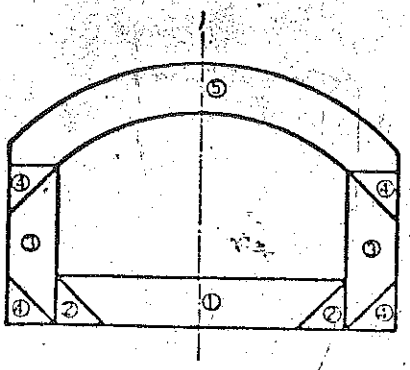


Fig. 13. Sequência correta de detonação do contôrno de um túnel para conseguir o mínimo abalo.

Os valores de E na tabela 3 representam limites máximos para obtenção de um bom resultado. Para melhorar a superfície do contôrno, pode-se diminuir os espaçamentos E, aumentando os afastamentos V, de tal forma que o produto E X V permaneça constante.

TABELA 3

Dimensionamento de furos e cargas para detonação perirétrica controlada.

Ø mm	Carga Kg/m	Em	Vm
30		0,5	0,7
37	0,12	0,6	0,9
44	0,17	0,6	0,9
50	0,25	0,8	1,1
62	0,35	1,0	1,3
75	0,5	1,2	1,6
87	0,7	1,4	1,9
100	0,9	1,6	2,1
125	1,4	2,0	2,7
150	2,0	2,4	3,2
200	3,0	3,0	4,0

Quando o contôrno tiver de ser muito curvo, será interessante intercalar um ou dois furos sem carga, entre dois furos normais da tabela 3. Êstes furos trabalham como furos-guia para o fendilhamento da rocha e a superfície final terá muito bom aspecto.

1. O NOVO MÉTODO AUSTRÍACO DE ABERTURA DE TÚNEIS

PROF. DR. TECHN. L.V.Rabcewicz

INTRODUÇÃO

Nos métodos convencionais de abertura de túneis no passado, alvenaria de paralelepipedos ou tijolos era considerada como o material de revestimento mais apropriado para rochas instáveis. Não se utilizava o concreto porque supunha-se que possíveis deformações durante os processos de cura e endurecimento poderiam vir a causar danos irreparáveis. O espaço remanescente entre o revestimento de alvenaria e a face da rocha era preenchido a "seco" (dry packed). As escoras de madeira, que começavam a se decompor logo após a sua instalação, geralmente não podiam ser removidas, particularmente da abóbada, devido ao perigo de quedas de blocos e relaxação do maciço.

A situação era ainda mais agravada por um fator bastante desfavorável, o tempo. Na simples abertura a plena seção de um trecho de 9 metros de comprimento de um túnel ferroviário de duas vias pelo método austríaco convencional, após a abertura de galerias piloto na base e na abóbada, dispensou-se cerca de quatro semanas (Mestes trabalhos, além de outras quatro para se completar o revestimento (alvenaria) da seção. A quantidade de escoras de madeira que se utilizava nos casos mais difíceis era tão grande que às vezes um terço ou mais da seção escavada era ocupada pelo madeiramento.

Todas estas circunstâncias, acrescidas da tendência ao escoamento dos suportes temporários de madeira, produziam necessariamente violentas pressões de relaxação que, frequentemente, causavam deformações superiores a 40 cm na abóbada antes que a alvenaria pudesse ser concluída. Anos após o término da construção um pequeno decréscimo no volume dos enchimentos compressíveis e geralmente mal executados, frequentemente deformava o revestimento, de maneira assimétrica acarretando danos e reparos onerosos. Os danos à rocha circundante como ao revestimento propriamente dito eram quase sempre aumentados localmente pelos efeitos químicos e mecânicos da água.

É evidente que nessa época em que tantos os materiais como os métodos eram inadequados, seja para suportes permanentes como temporários, as pressões de acomodação eram o motivo de grandes preocupações à engenharia de túneis. Todas as tentativas de projeto de revestimentos durante esse período baseavam-se exclusivamente nas pressões de relaxação. Deformações ocasionais posteriores conduziam, forçosamente, à errônea conclusão de que os revestimentos assim dimensionados ainda prescindiam da necessária margem de segurança quando, na verdade, as rupturas quase sem exceção eram devidas ao tratamento incorreto da rocha adjacente e as hipóteses de cálculo deficientes.

Um exemplo prático e típico das imperfeições mencionadas[1], ocorreu na checoslováquia, num túnel ferroviário de via dupla, escavado há cerca de 100 anos sob uma crista de arenito brando incoerente com estratificação horizontal. Embora a rocha fosse razoavelmente estável, a estratificação e os sistemas de juntas acarretavam o aparecimento de cantos vivos na abóbadas devido à queda de material, deixando uma cavidade de formato aproximadamente retangular em lugar de um arco. O túnel foi escorado por uma excelente camada de paralelepípedos com 45 cm de espessura, porém sem enchimento. Durante as décadas seguintes as camadas de arenito não escoradas recalcaram e se apoiaram no topo do arco, provocando o rebaixamento da abóbada do revestimento (fig.1).

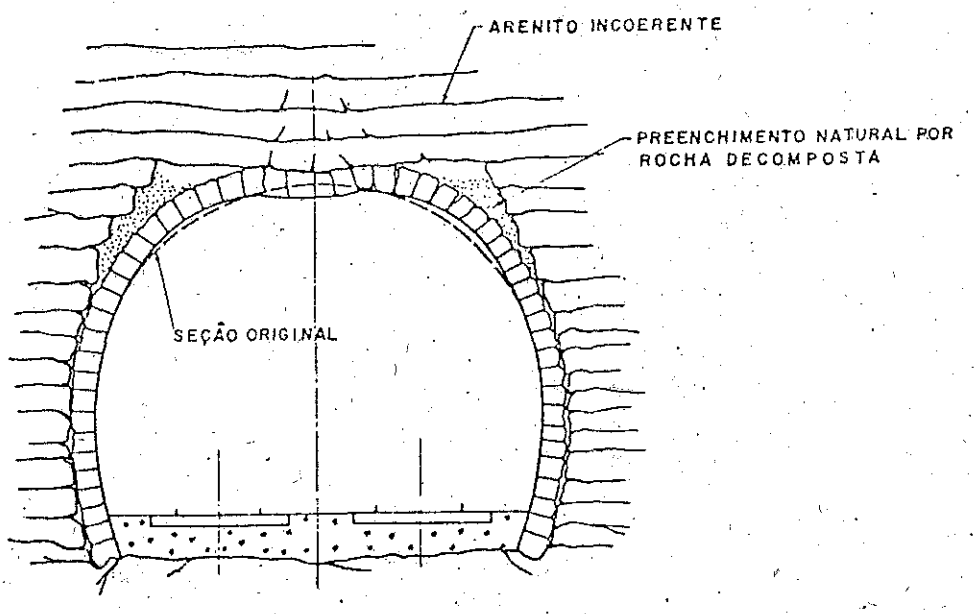


FIG. 1 - DEFORMAÇÃO DE UMA SEÇÃO DE TÚNEL MAL CONSTRUÍDO, DEVIDO A RELAXAÇÕES

Se as cavidades remanescentes entre o revestimento e a rocha não tivessem sido preenchidas, simultaneamente, por pedaços de rocha desagregada pelo intemperismo, ter-se-ia, certamente, o colapso do arco.

Embora os métodos e meios de sustentação temporária ou permanente tenham conhecido progressos fundamentais desde aquela época, os revestimentos são construídos, ainda hoje, tão espessos quanto o eram a meio século atrás. A pressão de relaxação é ainda considerada por muitos como a principal força ativa a ser considerada em projetos de túneis, embora os métodos modernos de escavação praticamente tornem possível evitar-se a relaxação da rocha circundante quase que integralmente.

DESENVOLVIMENTO DA CONSTRUÇÃO E DOS MÉTODOS DE REVESTIMENTO

No início deste século a injeção de cimento foi introduzida como um meio eficaz de se consolidar a rocha ao redor de um túnel. O enchimento dos vazios evita o desenvolvimento de cargas assimétricas e localizadas sobre o revestimento e, ao mesmo tempo, porções de rocha incoerente instável são consolidadas através da injeção.

O passo seguinte foi a introdução do aço como meio de sustentação o qual, comparado à madeira, representou um importante progresso no campo dos materiais para revestimentos temporários em função de suas melhores propriedades físicas, tais como, resistência maior ao intemperismo e menor tendência ao escoamento. A menor deformabilidade do suporte temporário tornou possível passar-se da alvenaria ao concreto como material de revestimento. Desse modo o preenchimento "a seco" tornou-se desnecessário, uma vez que o concreto preenchia todos os espaços deixados pela superescavação.

Uma das mais importantes vantagens dos suportes de aço é que eles permitem a escavação à plena seção de túneis de grande área. A pequena redução da seção resulta numa área de trabalho que permite a utilização de equipamentos de grande porte tanto para perfuração como para limpeza. aumentando a velocidade de avanço e reduzindo os custos. Atualmente divide-se a seção em galerias piloto, posteriormente alargadas, somente quando as condições geológi-

cas foram extremamente desfavoráveis. Notáveis progressos na perfuração e desmonte de rochas, principalmente na Suécia, auxiliam também na redução dos danos à rocha remanescente.

MÉTODOS MODERNOS DE ABERTURA DE TÚNEIS

Finalmente, durante as últimas décadas, o atirantamento e o concreto projetado* foram introduzidos na prática de abertura de túneis. A análise dos resultados obtidos até agora permite considerar a introdução destes métodos de sustentação e proteção superficial como um acontecimento muito importante, especialmente no campo da escavação de túneis em rocha branda e solos**.

As vantagens destes métodos podem ser melhor demonstradas comparando-se o comportamento mecânico das rochas nos túneis revestidos pelo novo método e pelos métodos antigos. Enquanto todos os métodos de suporte temporário antigos, sem exceção, permitem a relaxação da rocha e o surgimento de vazios provocados pelas deformações das diferentes partes da estrutura de sustentação, a aplicação de uma fina camada de concreto projetado às paredes da escavação conjugada a um sistema apropriado de atirantamento, imediatamente após o desmonte, evita por completo a relaxação e reduz a descompressão a ponto de transformar a rocha circundante num arco auto-suportante.

Uma camada de concreto projetado com apenas 15 cm de espessura, aplicada a um túnel de 10 m de diâmetro, pode seguramente suportar uma carga de 45 ton/m^2 o que corresponderia a uma cobertura de

* Ar argamassa aplicada por meio de ar comprimido, originalmente conhecida como "torcrete" ou "gunite", tornou-se muito aperfeiçoada logo após a 2ª Grande Guerra por um novo tipo de equipamento concebido para lançar uma mistura contendo agregados de até 25 mm. Para esta nova técnica, o termo "shotcrete" tornou-se consagrado.

**A primeira aplicação bem sucedida da estabilização superficial por "shotcrete" em túneis escavados em terrenos instáveis como parte integrante dos processos de escavação em substituição aos suportes temporários de madeira ou aço, foi realizada no túnel Lodano-Mosagno do aproveitamento hidroelétrico da Maggia, na Suíça, entre 1951 e 1956[6,21]. Foi concedida uma patente para este método na Áustria, em 1956.

23m de rocha, que é superior ao que se tem observado em desmoronamento de blocos. Um sistema de cambotas de aço tipo "wide-flanged arches" nº 20, distanciadas de 1 metro centro a centro, se utilizado nesta situação, romperia com cerca de 65% da carga suportada pela camada de concreto projetado, enquanto que, escoras de madeira do tipo austríaco convencional, suportaria somente uma porcentagem muito pequena, dessa mesma carga. Se o suporte temporário deforma-se ou mesmo rompe-se, chega-se, normalmente, à errônea conclusão de que os revestimentos permanentes propostos não serão suficientemente resistentes. Dessa forma os revestimentos permanentes que já eram superdimensionados tornam-se ainda mais reforçados.

O CONCRETO PROJETADO COMO SUPORTE TEMPORÁRIO

Um suporte temporário, concebido para evitar a relaxação da rocha, deve atingir uma capacidade de carga elevada o mais rapidamente possível além de ser rígido e indeformável, de forma a "selar" a superfície perfeita e quase hermeticamente. A capacidade de carga de um suporte temporário é determinada tanto pelo material em si como também pelo seu projeto estrutural. O escoramento de madeira, especialmente quando úmido, é sem duvida o pior sistema; combinando baixas propriedades físicas com uma elevada tendência de escoamento. Embora o aço tenha propriedades muito melhores, a eficiência do cambotamento metálico depende principalmente da qualidade do preenchimento entre as cambotas e a parede rochosa o que, via de regra, é resolvido insatisfatóriamente. Por outro lado, o concreto, particularmente o concreto projetado, apresenta todos os requisitos para ser um suporte temporário ideal.

A resistência inicial elevada do concreto projetado é da maior importância na obtenção de uma alta capacidade de sustentação, rapidamente, fato particularmente observado para a resistência à tração na flexão, que atinge 50% e 30% da resistência à compressão após meio dia e dois dias, respectivamente (ver fig. 2).

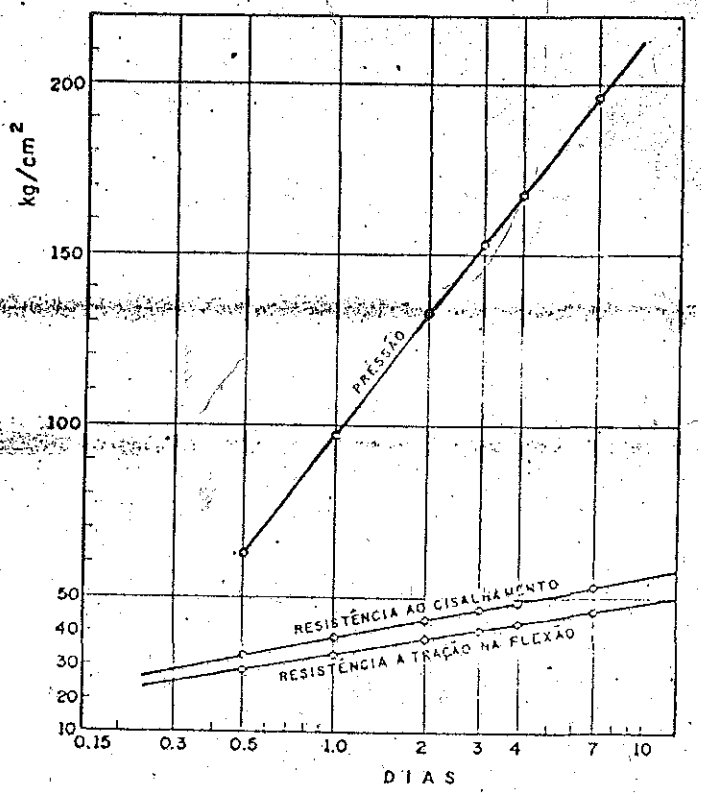


FIG. 2 - RESULTADOS DE ENSAIOS EM CONCRETO PROJETADO LABORATÓRIO DE TESTES DA HOCHSCHULE TECHNISCHE, GRAZ.

Um acelerador de pega baseado na silicificação, recentemente introduzido, fornece ainda melhores resultados. Enquanto que, até há pouco tempo atrás, era necessário instalar-se uma drenagem eficiente antes que o concreto pudesse ser aplicado, mesmo se o fluxo de água se restringisse a um gotejamento, o novo acelerador possibilita a aplicação do concreto projetado a superfícies bastente úmidas ou mesmo com um gotejamento mais forte. Por exemplo, num dos túneis do aproveitamento hidroelétrico de TIWAG'S Kaunertal, um jato de água de 3/4 de polegada foi tamponado unicamente com concreto sem a necessidade de se instalar tubos de drenagem.

A propriedade mais importante do concreto projetado como suporte contra a relaxação e as pressões devidas à redistribuição de tensões, reside na sua interação com a rocha adjacente. Uma camada

de concreto projetado, aplicada imediatamente após a exposição de uma nova face rochosa, atua como uma superfície rígida que transforma uma rocha de menor resistência numa entidade estável. O concreto projetado absorve as tensões tangenciais que atingem um valor máximo próximo à superfície de escavação, após a sua abertura. Como resultado da interação entre o concreto projetado e a rocha, a região vizinha à escavação permanece praticamente em sua posição original e, portanto, capacitada a participar efetivamente no efeito de arco. Estatisticamente, a espessura efetiva da porção correspondente a esse arco aumenta, por esse motivo, em função da espessura da camada de concreto. Dessa forma, diminuem as tensões de tração devidas ao arqueamento enquanto que as tensões de compressão são facilmente absorvidas pela rocha circundante. A espessura do arco ativo pode também ser aumentada através de ~~atiramento~~ atirantamento.

A desintegração sempre se inicia com a abertura de uma minúscula fissura superficial; se este movimento é truncado, através da aplicação de concreto projetado, a rocha adjacente permanece estável. Este fato explica a razão pela qual escavações em rochas de má qualidade, revestidas com uma película de somente alguns centímetros de concreto projetado, permanecem em equilíbrio. Túneis pouco profundos em rocha de qualidade média, quando construídos pelos métodos convencionais, requerem um sistema de sustentação temporário consideravelmente reforçado e revestimentos definitivos de concreto. Quando se adota, entretanto, o novo método de estabilização superficial, somente uma fina camada de concreto projetado, especialmente quando combinada com tirantes, fornecerá tanto um sistema de sustentação temporário como um revestimento definitivo satisfatório.

A experiência tem repetidamente demonstrado que o concreto projetado, especialmente quando combinado com atirantamento, tem se mostrado insuperável como suporte temporário para todos os tipos de rocha que permanecem estáveis por um período inferior a uma hora e, também, para terrenos que, normalmente, somente poderiam ser trabalhados através de uma enfilagem cuidadosa. Excepcionalmente, mesmos terrenos plásticos e praticamente sem coesão tem sido trabalhados com sucesso. Nos piores tipos de terrenos plásticos saturados, onde o estaqueamento metálico falhar, o concreto projetado tem sido empregado com sucesso como um reforço de estabilização para a cambota metálica, como os exemplos das figs, 3 e 4. Por razões que não será discutidas aqui, um túnel de 8 m^2 de seção

num aproveitamento hidroelétrico dos Alpes Austríacos tinha sido construído originariamente somente com cambotas e revestimentos metálicos, sem a utilização de concreto projetado. Quando o túnel, cuja cobertura era de 250 m, atingiu uma zona tectonicamente pertubada num gnaisse caulinizado e extremamente fraturado, com forte infiltração de água, a pressão elevou-se a tal ponto que as cambotas deformaram-se inclusive com as bases forçadas a penetrar no terreno.

A forte infiltração de água era ligeiramente aliviada somente até a obstrução dos tubos de descarga, o que ocorria logo após a sua instalação. Com a situação ilustrada na Fig. 3 a escavação teve que ser suspensa.

Para reconstruir o túnel deformado o empreiteiro retornou à região ainda intacta e envolveu as cambotas metálicas com uma camada de 30 cm de concreto projetado. Após a reconstrução da abóbada no trecho afetado instalaram-se novas cambotas apoiadas sobre travas de madeira resistente, distanciadas de 60 cm, interpondo-se ainda entre elas outras cambotas sem travamento. Imediatamente após a instalação de cada conjunto a seção era completamente recoberta com concreto projetado (ver fig. 4). Esta difícil situação, agravada gradativamente por tentativas de abertura mal sucedidas, passou então a ser resolvida sem quaisquer dispositivos complementares.

EFEITOS DAS PRESSÕES DEVIDAS À REDISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES

Quando uma cavidade é aberta numa rocha não pertubada o padrão de tensões inicial é alterado. Decorrido algum tempo, cuja duração depende das propriedades da rocha, ocorre uma redistribuição de tensões nas vizinhanças da cavidade, sendo o equilíbrio atingido com ou sem o auxílio de um revestimento, dependendo se a resistência ao cisalhamento da rocha é ou não excedida. Este rearranjo de tensões é mecânico e progressivo e geralmente ocorre em três estágios (ver fig. 5), desde que a rocha nas proximidades da cavidade não tenha sido perturbada por escavações anteriores. Inicialmente ocorre cisalhamento segundo a superfície de Mohr, originando corpos em forma de cunha que se deslocam para dentro da cavidade segundo uma direção normal é direção da pressão principal (I). O aumento do vão, devido a esse fato, provoca um início de convergência do teto e do piso (II). No estágio seguinte este movimento é acelerado; a rocha é comprimida sob pres-

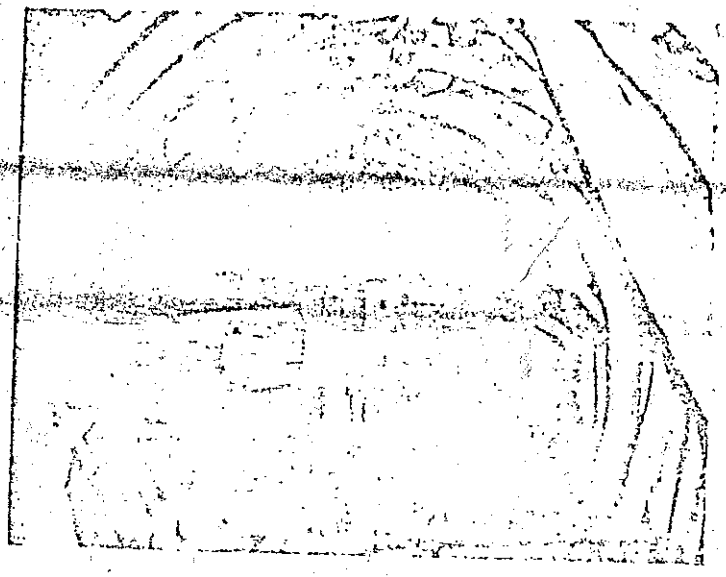


FIG.3 - TÚNEL REVESTIDO COM CAMBOTAS METÁLICAS ROMPIDAS, NUMA ZONA DE GNAISSE CAULINIZADO.COBERTURA DE 250 m INFILTRAÇÃO DE 35 l/s

FIG.4 - ASPECTO DO MESMO TÚNEL VISTO NA FIG.3, CONSTRUÍDO COM SUCESSO ATRAVÉS DA UTILIZAÇÃO DE CAMBOTAS METÁLICAS REFORÇADAS COM CONCRETO PROJETADO.

são lateral contínua e pode ser impelida para dentro da cavidade (III).

As pressões originadas através desse processo são apropriadamente designada de "squeezing pressures"*. O estágio III, embora corriqueiro em mineração, é raramente encontrado em obras de engenharia civil.

Durante a época em que se praticavam os métodos convencionais de abertura de túneis os efeitos da redistribuição de tensões não eram suficientemente bem conhecidos. Além disso, não se dispunha de meios para se reconhecer com clareza a sequência de fenômenos oriundos da descompressão, como os descritos acima, porque, com os métodos obsoletos então adotados não se escavava a plena seção mas através de galerias piloto, que eram posteriormente alargadas. O controle das deformações era ainda menos usado.

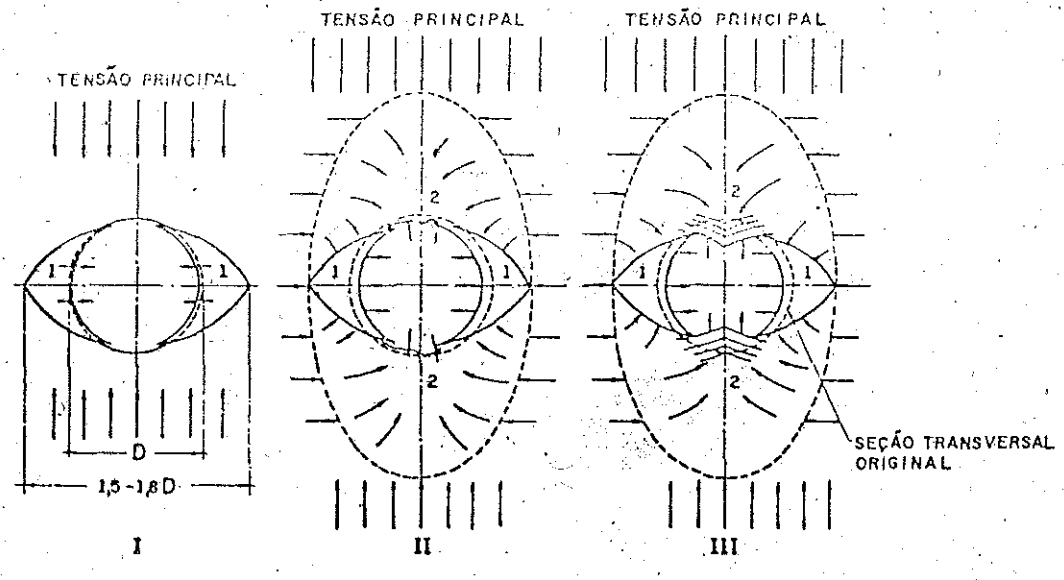


FIG.5 - ESQUEMA DO PROCESSO MECÂNICO E SEQUÊNCIA DE RUPTURAS NUMA CAVIDADE DEVIDO A REDISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES

*O termo refere-se às pressões que a rocha exerce sobre as paredes do túnel após a sua escavação.

COMPORTAMENTO DOS REVESTIMENTOS CONSIDERADO A REDISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES

Os revestimentos de alvenaria multi-articulados, resistem ás pressões de diferentes maneiras. Frequentemente os suportes de madeira deformavam-se de tal forma durante a construção que permitem a formação da zona de "Trombeta"**, de modo que o equilíbrio permanente era atingido sem nenhum ou com alguns danos ao revestimento tais como; esmagamento da argamassa ou abertura das juntas da alvenaria. Todavia, em muitos casos, os revestimentos rompiam por cisalhamento segundo um padrão típico para essa espécie de deformação e tinham que ser reconstruídos.

A razão mais frequente para este tipo de ruptura juntamente com muitas outras deficiências dos métodos usuais, era a inexistência do arco reverso. Os arcos reversos não eram apenas raramente previstos como, usualmente, instalados muito tarde geralmente não antes da escavação da abóbada e paredes laterais ao longo de todo o túnel. Em rochas de resistência insuficiente até os revestimentos superdimensionados estão sujeitos a grandes deformações na ausência de um "arco reverso", pois formam uma concha sem travamento de fundo.

Com a formação da zona de "Trombeta" que chamaremos de "zona de proteção" as tensões superficiais decrescem concomitantemente com a deformação da superfície. A tensão radial que deve ser neutralizada pela necessária capacidade de suporte na periferia da cavidade a qual denominaremos de "resistência superficial" ("Skin resistance"), diminui à medida que o "pico" das tensões tangenciais se afasta da cavidade, cujo raio decresce, simultâneamente.

Estas relações são representadas matematicamente através das equações de Fenner-Talobre[7] e Kastner , e esquematizadas na Fig. 6:

$$pi = c.\cotg \phi + Po\ c.\cotg \phi + (1-\text{sen}\ \phi)\ \frac{r}{R}^{\frac{2\ \text{sen}\phi}{1-\text{sen}\phi}}$$

sendo, pi = resistência superficial; c=coesão; ϕ=ângulo de atrito interno; R= raio da zona de proteção; r=raio da cavidade; Po= γ H (H = capeamento). Omitindo-se a coesão, a equação é simplificada para:

** VER FIGURA 6

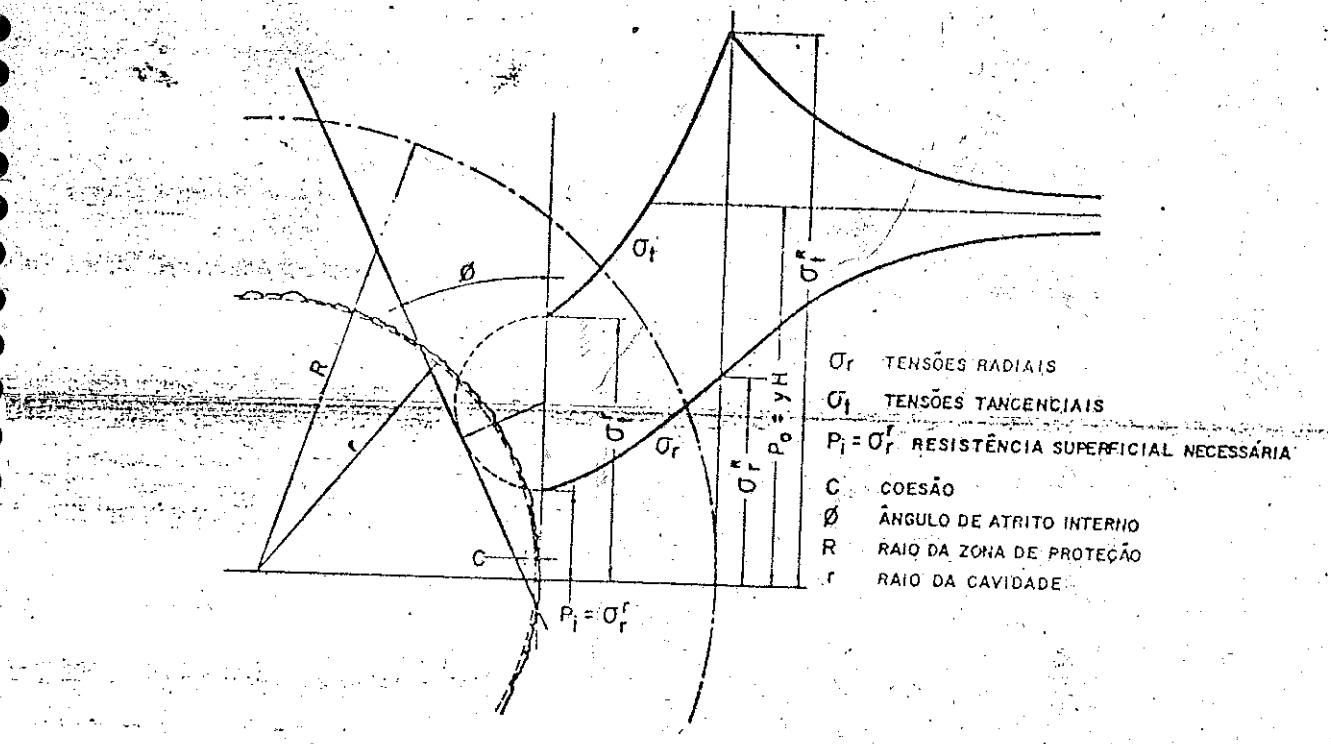


FIG. 6 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS TENSÕES NAS VIZINHANÇAS DE UMA CAVIDADE CIRCULAR SOB PRESSÃO HIDROSTÁTICA (SEGUNDO KASTNER)

$$\text{. } Pi = Po\ (1-\text{sen}\phi)\ \frac{r}{R}^{\frac{2\ \text{sen}\phi}{1-\text{sen}\phi}} = nPo.$$

Na fig.7 são apresentados os valores de n em função de Po e ø. Para R=r, isto é, sem formação da zona de proteção, Pi = Po (1-senø) e a cavidade atinge o equilíbrio sem qualquer deformação.

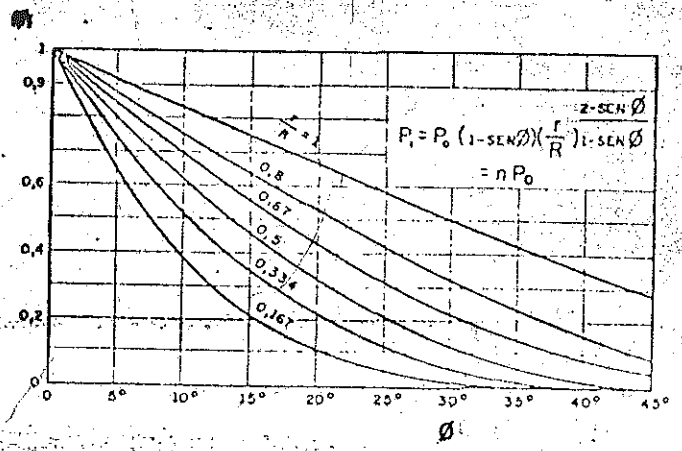


FIG.7 - RESISTÊNCIA SUPERFICIAL P_i NECESSÁRIA PARA ESTABELECER O EQUILÍBRIO NUMA CAVIDADE, EM FUNÇÃO DE Ø, ÂNGULO DE ATRITO INTERNO E $P_o = \gamma H$

A interpretação prática destas deduções é que para uma estrutura de sustentação muito deformável e, tendo-se uma pequena resistência superficial, a zona de proteção aumenta enquanto que, simultaneamente, as zonas superficiais sofrem um relaxamento e, consequentemente, Ø diminui. Eventualmente o relaxamento poderia atingir um nível tal que provocaria o aparecimento e abertura de fendas e fissuras, por tal razão, a zona superficial perderia sua capacidade de sustentação quase que inteiramente o que corresponderia, na prática, a um efeito de aumento latente de vão.

Todavia, estas considerações teóricas nem sempre explicam satisfatoriamente as resistências superficiais extremamente elevadas, realmente necessárias em terrenos plásticos, quando se aplicam métodos de suporte temporário obsoletos. A razão mais provável deve estar relacionada ao fator tempo. A formação da zona de proteção não ocorre concomitantemente ao decréscimo de Ø, pois, enquanto que este se inicia quase que imediatamente após a escavação, o decréscimo de tensões devido ao rearranjo (zona de proteção) requer um tempo maior.

Um método de suporte temporário para tirar vantagem desta situação complicada deve, em primeiro lugar, selar tão rápido quanto possível a superfície da rocha recentemente exposta; segundo, de

ve haver suficiente resistência superficial de modo a evitar relaxamentos perigosos e, terceiro, deve ser suficientemente deformável para permitir a formação de uma zona de proteção.

Para atender a esses pré-requisitos o autor experimentou durante a guerra um novo método chamado de "arco auxiliar", que consistia em aplicar sobre superfície da rocha, tão logo quanto possível, uma camada de concreto relativamente fina, travada com um arco reverso e, projetada de modo a se deformar sob a ação da zona de proteção. As deformações do arco auxiliar eram medidas continuamente com o decorrer do tempo. Assim que as observações mostraram uma tendência à estabilização da curva tempo x deformação, uma outra camada, dita camada interna ("inside lining") foi aplicada. O método pode ser considerado como um verdadeiro antecessor do "Novo Método Austríaco de Escavação" visto que ele contém integralmente todas as suas premissas com excecão dos métodos modernos de estabilização superficial.

Nessa época o método enfrentava uma grande desvantagem representada pelo fato de que os túneis eram construídos utilizando-se os obsoletos métodos de suporte temporário, os quais necessariamente permitiam grandes relaxações antes que o arco auxiliar pudesse ser aplicado. A situação começou a mudar com a introdução dos modernos métodos de escavação. A aplicação de uma camada de concreto projetado à superfície da rocha imediatamente após a escavação ou mesmo, se necessário, como uma operação integrada ao processo de construção, juntamente com tirantes para fornecer uma sustentação adicional, origina um arco auxiliar que atende, em muitos aspectos, os requisitos para revestimento temporário, como citado acima.

Existem ainda algumas dificuldades a serem vencidas nos métodos normais de construção, como os arcos reversos construidos das paredes e teto do revestimento. Por outro lado, a experiência tem demonstrado que é muito mais vantajoso, sob todos os pontos de vista, e frequentemente obrigatório, travar o revestimento, tão logo quanto possível, completando o anel à pequena distância da frente.

Para atender a esses pré-requisitos, os túneis deverão ser escavados à plena seção sempre que possível, embora tal não seja sempre possível, principalmente em terrenos de má qualidade onde muitas vezes se torna necessário recorrer às escavações de contorno e bancadas. Nos casos mais difíceis pode mesmo ser necessário es

cavar-se uma galeria piloto na abôbada antes do alargamento da seção.

Um arco auxiliar executado na galeria piloto superior (método Belga de escavação de abôbada) não obstante evite mais ou menos eficientemente as relaxações, representa um estágio de construção intermediário, ainda sujeito a deformações laterais. Essa instabilidade deve ser eliminada o mais rapidamente possível escavando-se a bancada e completando-se o revestimento com um arco reverso.

PROJETO DO REVESTIMENTO AUXILIAR

Quando se projeta um revestimento auxiliar deve-se considerar a magnitude das forças atuantes, as tensões admissíveis e a segurança das equipes. Acidentes devidos a fenômenos geológicos, invariavelente causados por quedas ou escorregamentos de blocos, como consequência das relaxações ou efeitos da água, podem ser evitados quase que inteiramente através de um levantamento geológico consciencioso. Dessa forma, como medida geral de segurança, as camadas de concreto projetado deveriam ser reforçadas por cambotas [illegible] ou furos de alívio para evitar o desenvolvimento de pressões de infiltração. As deformações resultantes da redistribuição de [illegible] nunca ocorrem sob a forma de desmoronamentos, mas sim como lentos deslocamentos. Essas deformações não são de maneira alguma perigosas à equipe de perfuração, particularmente por que os movimentos são muitos lentos.

Sob essas condições de segurança favoráveis, as tensões permissíveis podem, seguramente, ser consideradas próximas ao limite de ruptura, principalmente se o arco auxiliar é considerado somente como suporte temporário. Se quiser-se adotá-lo em caráter permanente, um fator de segurança de 1,5 a 2,0 é suficiente.

As forças atuantes podem ser estimadas aproximadamente a partir das fórmulas indicadas acima e parece não haver perigo em se adotar valores um tanto quanto mais baixos para essas forças, uma vez que um fator de segurança considerável resulta da interação do concreto projetado com a rocha adjacente, particularmente para altos valores de ϕ, cujo efeito estático não é levado em consideração no cálculo da espessura do revestimento.

Embora aparentemente temerárias a princípio, estas regras de projeto têm sido testadas na prática e comprovadas na construção de muitos quilômetros de túneis.

2. DIMENSIONAMENTO DOS SUPORTES

Dado que os suportes são os elementos à disposição do engenheiro para garantir artificialmente a estabilidade de uma escavação (e muitas vezes corrigir certos erros no projeto e na execução das obras) é sobre o seu dimensionamento que convém descrever algumas regras práticas fundamentadas em conceitos geomecânicos. Na tabela que constitui a Figura 1 devida a Deere et al encontram-se listados os processos mais tradicionais de suporte em túneis, consoante o método de escavação utilizado e o tipo de rocha. Nessa tabela, L representa o vão da escavação, sendo a carga de rocha atuante sobre o sistema de suporte uma função de L. Os terrenos são divididos em 6 grupos distintos, de acordo com o valor do respectivo R.Q.D. (designação qualitativa da rocha)*, figurando também um solo, como o grupo que possui piores propriedades mecânicas. Os sistemas mais divulgados são os de cambotas, de tirantes e de concreto projetado, e suas combinações. Contudo, o R.Q.D. não constitui o parâmetro único de caracterização de um maciço rochoso, em virtude de outras circunstâncias influenciarem a resistência dos maciços. Por esta razão, Bieniawski desenvolveu uma classificação geomecânica dos maciços rochosos para fins de escavação de túneis, onde considerou, além do R.Q.D., os seguintes itens:

- Resistência dos blocos de rocha à compressão uniaxial
- Espaçamento entre juntas ou descontinuidades
- Condições geométricas e físicas das juntas
- Orientação dominante dessas juntas
- Condições hidrológicas do maciço rochoso

Atribuindo pesos definidos a cada uma destas 6 propriedades e somando esses pesos, obtém-se um índice representativo do estado geral do maciço, que pode então ser utilizado para fins de projeto do sistema de suporte. A classificação geotécnica de Bieniawski é apresentada na Figura 2 e a integração do índice do maciço com o vão da escavação em função do tempo de auto-sustentação da cavidade consta da Figura 3. Com esta avaliação prática torna-se possível conceber em cada caso qual o tempo que medeia entre a abertura da cavidade e a instalação do suporte obtendo assim informações importantes sobre

os ciclos de escavação.

A subsequente escolha do sistema de suporte poderá ser efetuada de acordo com a Figura 1. A técnica contemporânea tem demonstrado que é sempre vantajoso diminuir o tempo entre a escavação e a aplicação dos suportes, a fim de evitar deslocamentos importantes dos maciços rochosos, que podem deteriorar as suas possibilidades de resistência no futuro. Por esta razão certos métodos atuais (como o austríaco) prevêem a aplicação imediata de um revestimento de concreto projetado provisório, ao qual se segue posteriormente a instalação de suporte definitivo. Este processo permite aumentar a capacidade de auto - sustentação dos maciços, conduzindo a sistemas de suporte mais leves e, por consequência, mais econômicos. É, portanto, um exemplo de evolução tecnilógica baseada no conhecimento do comportamento mecânico dos maciços rochosos.

FIGURA 01

PROCESSOS DE SUPORTE EM TÚNEIS

Qualidade da rocha	Método de escavação	CAMBOTAS DE AÇO			SISTEMAS ALTERNATIVOS DE SUPORTE				
					TIRANTES		CONCRETO PROJETADO		
		Carga da rocha	Peso das cambotas	Espaçamento	Espaçamento da malha	Complementos e limitações	Espessura no teto	Espessura das paredes	Adicional
I Muito boa 100 > RQD > 90	Mecânico	(0 a 0,2) L	Leve	Nenhum ou ocasional	Nenhum ou ocasional	raros	—	—	—
	Explosivos	(0 a 0,3) L	Leve	Nenhum ou ocasional	Nenhum ou ocasional	raros	Localmente 5 a 7,5 m	—	—
II Boa 90 > RQD > 75	Mecânico	(0 a 0,4) L	Leve	Ocasional ou 1,5m a 2m	Ocasional ou 1,5 a 2m	Malha de aço ocasional	Localmente 5 a 7,5cm	—	—
	Explosivos	(0,3 a 0,6) L	Leve	1,5 a 2m	1,5 a 2m	Malha de aço ocasional	Localmente 5 a 7,5cm	—	—
III Média 75 > RQD > 50	Mecânico	(0,4 a 1) L	Médio	1,5 a 2m	1,2 a 2m	Malha e pregagens localmente	5 a 10cm	—	Alguns chumbadores
	Explosivos	(0,6 a 1,3) L	Médio	1,2 a 1,5m	1 a 1,5m	Malha e pregagens localmente	10cm ou mais	10cm	Alguns chumbadores
IV Má 50 > RQD > 25	Mecânico	(1 a 1,6) L	Médio circular	1 a 1,2m	1 a 1,5m	Considerável malha e pregagens	10 a 15cm	10 a 15cm	Chumbadores 1,2 a 2m
	Explosivos	(1,3 a 2,0) L	Médio a pesado, circular	0,6 a 1,2m	0,6 a 1,2m	Considerável malha e pregagens	15 cm ou mais	15 cm ou mais	Chumbadores 1,2 a 2m
V Muito má RDQ < 25	Mecânico	(1,6 a 2,2) L	Médio a pesado, circular	0,6m	0,6 a 1,2m	Necessário em 100% malha e pregagens	15 cm ou mais em toda a secção		Cambotas médias
	Explosivos	(2,0 a 2,8) L	Pesado, circular	0,6m	1m	Necessário em 100% malha e pregagens	15 cm ou mais em toda a secção		Cambotas médias a pesadas
Solo	Qualquer	Até 75m	Muito pesado, circular	0,5m	0,6 a 1m	Ancoragem pode ser impossível. Necessário em 100% malha e pregagens.	15 cm ou mais em toda a secção		Cambotas pesadas

FIGURA 02

CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS PARA TÚNEIS
(Adaptada de Bieniawski, 1973)

Resistência à compressão simples	>200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	<25 MPa
Pesos	15	12	7	4	4
R.Q.D.	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%
Espaçamento entre fraturas	>3 m	1-3m	0,3-1 m	50-300 mm	<50 mm
Pesos	30	25	20	10	5
Condições físicas e geométricas das fraturas	Sup. muito rugosas sem continuidade fechadas sem preenchimento	Sup. pouco rugosa abertura <1 mm sem alteração	Sup. pouco rugosa abertura < 1 mm alteração adjacente	Preenchimento argiloso <5 mm espessura; abertura 1-5 mm diáclases contínuas	Preenchimento argiloso com espessura > 5mm abertura > 5 mm diáclases contínuas
Pesos	25	20	12	6	0
Água subterrânea	Completamente seco		Pequenas escorrências (25 l/min. 10 m túnel)	Ressurgência com pequena pressão (25-125 l/min. 10 m túnel)	Fortes ressurgências (125 l/min. 10m túnel)
Pesos	20	10	7	4	0
Orientação das descontinuidades	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos	0	-2	-5	-10	-12

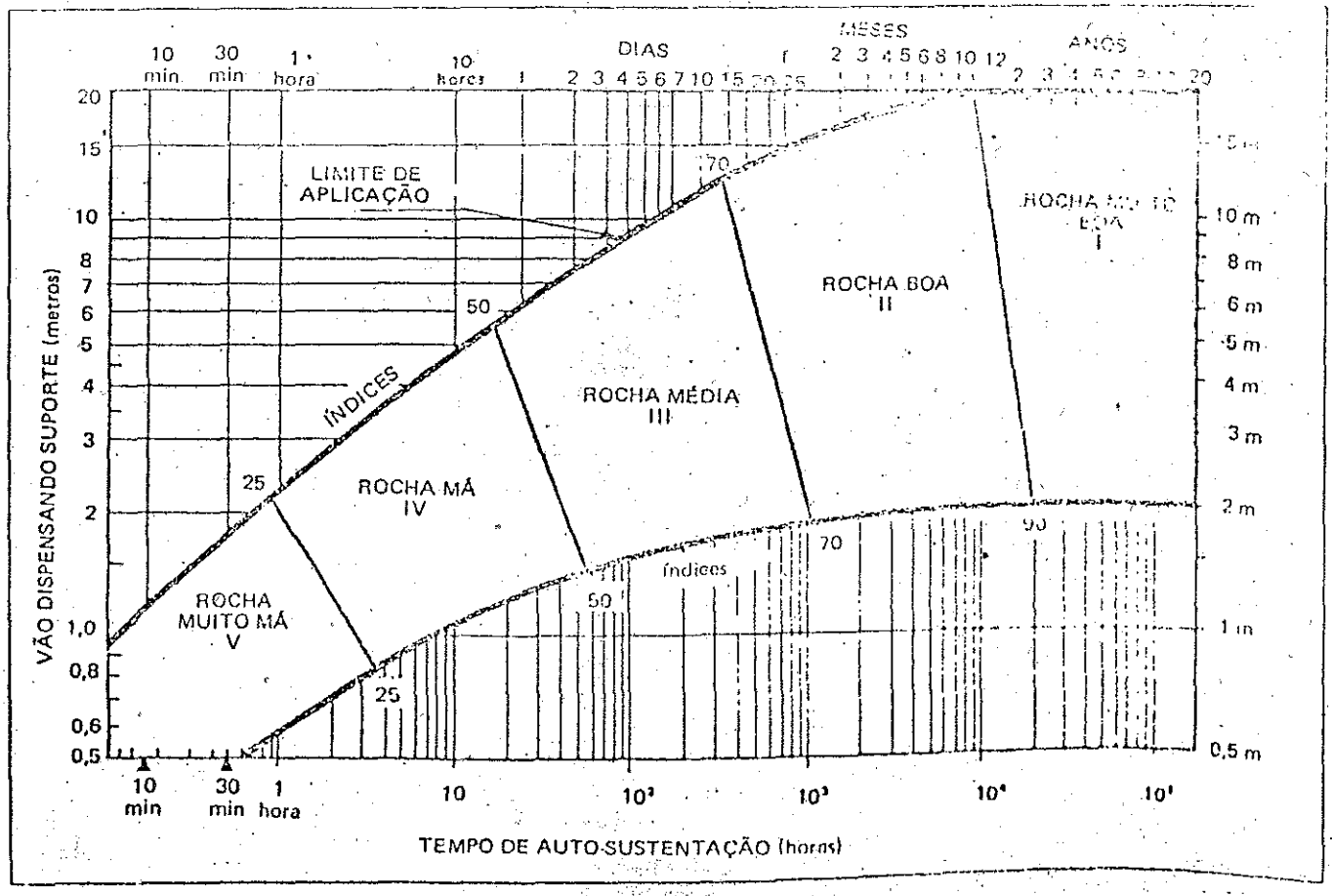


Figura 03

3. GENERALIDADE SOBRE A ANCORAGEM DE MACIÇOS ROCHOSOS

Para estabilização de maciços rochosos, pode-se utilizar dois tipos de ancoragem, a saber:

Ancoragem passiva (chumbadores)
Ancoragem ativa (atirantamento)

No primeiro caso, uma barra de aço é introduzida no furo e consolidada ao maciço, normalmente por meio de calda de cimento. A barra não é protendida, o chumbador age só após um certo deslocamento do maciço.

No segundo caso, a barra é protendida, mudando o estado de tensão do maciço de tal forma que aumente o coeficiente de atrito das diáclases por compressão da rocha; o tirante impede qualquer deslocamento do maciço.
Para a estabilização de estruturas utiliza-se exclusivamente tirantes não permitindo-se nenhum deslocamento das estruturas respeito à rocha.

4. ANCORAGEM PASSIVA (CHUMBAMENTO)

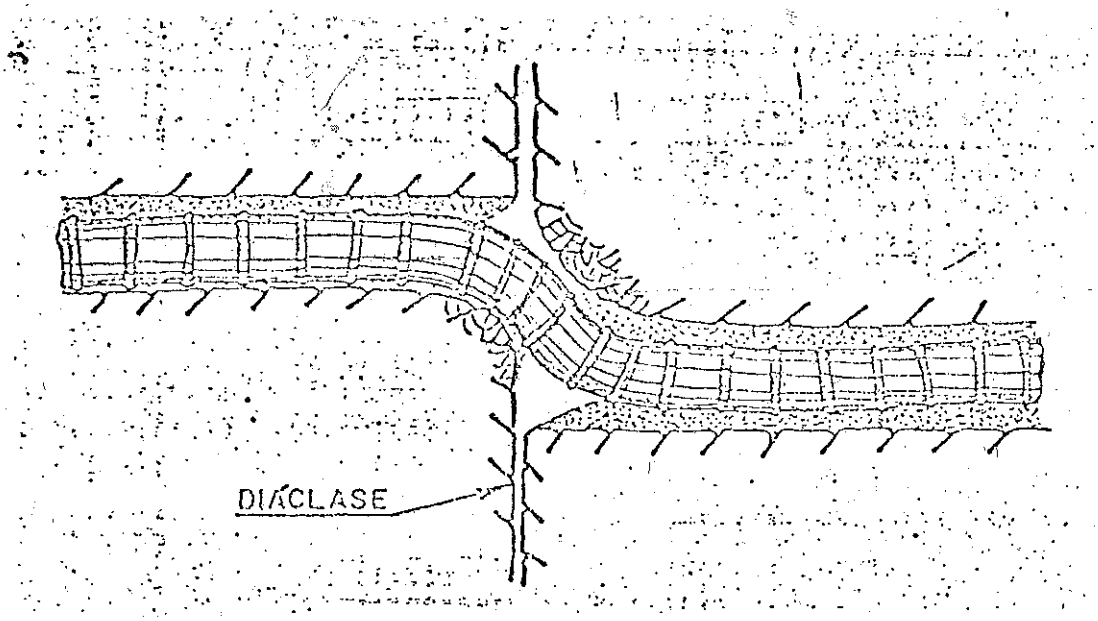
O mecanismo de ação do chumbamento da rocha foi pouco estudado e é pouco conhecido. Isto apesar que os chumbadores de vergalhão com calda foram utilizados nas obras mais tempo que os tirantes, sobre os quais existe uma vastíssima literatura.

Atualmente, a injeção de calda ou nata de cimento é substituida por cápsulas. As cápsulas de cimento são condicionadas em papel especial, resistente à água, contendo mistura seca de cimento e aditivos. Após mergulhar a cápsula em água alguns minutos, a mesma é inserida no furo antes do vergalhão. Este novo sistema evita o despejo da nata e permite utilizar as cápsulas também em furos ascendentes. Após o rompimento da cápsula, o vergalhão será completamente protegido pela pasta de cimento. Este novo método está sendo intensamente estudado em obras/brasileiras.

Por uns dados diâmetro de barra (vergalhão), qualidade de aço e traço de calda, o fator que mais influe sobre o mecanismo é o ângulo β entre a barra e as diáclases.
Conforme testes executados no Departamento de Pesquisas das Fortificações do Exército Sueco apresenta-se a ruptura em função do ângulo β no seguinte modo:

$\beta < 40^{\circ}$ - A ruptura apresenta-se como ruptura de tração simples com relevante movimento relativo das superfícies da diáclases (20 - 30 mm)

$40^{\circ} < \beta < 75^{\circ}$ A ruptura apresente-se como ruptura por flexo tração' com menor movimento relativo das superfícies da diáclases (10 - 15 mm). A barra do chumbador encavilha , engrenado nas paredes do furo.



Os testes indicam que a maior resistência do chumbamento é obtida quando o ângulo é mantido entre 50 e 60°.
Neste caso é completamente mobilizado o chamado "efeito de encavilhamento da barra". Conforme a fonte citada a resistência do chumbamento é dada pela seguinte relação, obtida experimentalmente:

$$T = 0{,}442 \sqrt{\sigma_B \sigma_R} \cdot d^2 + \sigma_E \frac{\pi d^2}{4} \operatorname{tg} \varphi$$

onde: σ_B - resistência à ruptura da barra

σ_R - resistência à compressão da rocha

d - diâmetro da barra

σ_E - limite elástico do aço da barra

φ - ângulo de atrito da diáclase.

O efeito do encavilhamento da barra com engrenagem nas paredes de furo representa até 30% da resistência total do chumbador.

Desaconselha-se ângulos chumbador/diáclase, maiores de 75º já que neste caso a barra de chumbador estaria mais sujeita à flexo-cizalhamento, com resistência, portanto, bem inferior aos dois casos anteriores.

Em prática, o chumbador é consolidado à rocha utilizando calda de cimento despejada no furo antes da introdução da barra. Para facilitar a introdução da calda, os furos são normalmente projetados (ou executados) descendentes.

Neste caso quando o diáclasamento é predominantemente vertical como no caso do basalto colunar, o ângulo será até maior de 90º reduzindo portanto a eficiência do chumbamento.

Além disso, e sempre no intuito de facilitar a introdução da calda, a mesma é, via de regra, bem mais aguada de quanto não seja desejável (ou especificado). Como resultado, com a redução com o tempo do coeficiente de atrito numa diáclase, um bloco instável pode cair desinfiando-se da barra de chumbamento e esmagando à calda, de baixa resistência.

Para contornar as dificuldades de introdução da calda há muitos anos utilizam-se sistemas tipos Perfo e nos últimos anos foram desenvolvidos no Brasil uma série de métodos onde o ligante é contida em cápsulas, esmagadas pela barra do chumbador durante a introdução da mesma.

5. ANCORAGEM ATIVA (ATIRANTAMENTO)

Um tirante é composto dos seguintes elementos básicos:

- Trecho de Ancoragem:

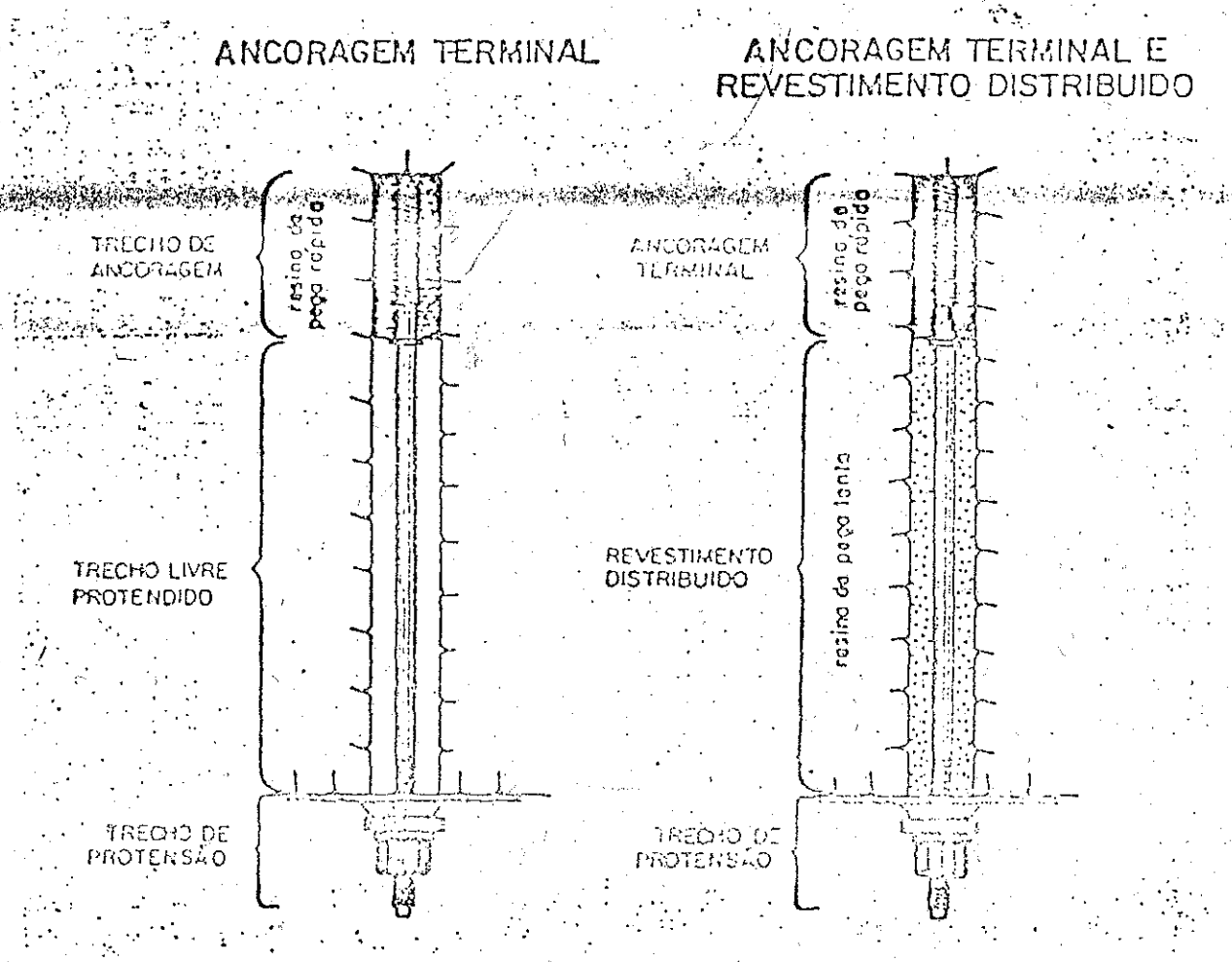
  É a parte do tirante utilizada para a fixação na rocha.
  Varia de alguns centímentros no caso de tirantes de coquilhas expansivas a alguns decímetros no caso de tirantes com ancoragem de resina.

- Trecho Livre (haste do tirante):

  É a parte do tirante que vai deste a extremidade do trecho de ancoragem à superfície do maciço; neste trecho a rocha do maciço é comprimida.

- Trecho de Protensão

É a parte do tirante onde é aplicado o torque para a protensão.



6. ELEMENTOS BÁSICOS DE MECÂNICA DAS ROCHAS

Resumimos rapidamente, alguns conceitos básicos de mecânica das rochas, para melhor compreensão da técnica de estabilização.

Os maciços rochosos de taludes apresentam grande variabilidade de propriedades físicas e químicas. Todos, porém, podem ser divididos em dois componentes distintos:

a- Rocha intacta em blocos

b- Descontinuidades que separam os blocos.

Os fatores que influem sobre a estabilidade de um talude pode ser

resumidos nos seguintes ítens:

1. Características dos blocos maiores (resistência a compressão, cizalhamento, etc).
2. Diaclasamento da rocha (direção, mergulho, frequência de fraturas, falhas, etc.).
3. Características das diáclases (resistência do deslizamento).
4. Estado de tensões no maciço (tensões virgens, pressão da água, etc.).
5. Fatores externos (vibrações de detonações, cargas, maiores ou menores pressões hidrostáticas, etc.).

Os mecanismos de desmoronamento de um talude podem ser um dos seguintes:

a- Deslizamento ao longo de diáclases (mais comum)

b- Cizalhamento de blocos intactos com cooperação de diáclases (menos comum)

c- Cizalhamento de blocos intactos sem cooperação de diáclases (mais raro)

Sobre os tipos de desmoronamento podemos distinguir entre os seguintes:

. Escorregamento ou tombamento de blocos isolados.
. Escorregamento plano.
. Deslizamento de cunha
.(Escorregamento circular, praticamente só em solo).

Como medida de estabilização de taludes utiliza-se um ou uma combinação dos seguintes métodos, dependendo das condições locais, da rapidez de execução e de fatores econômicos:

a- Modificação da geometria, normalmente abatendo o talude total ou parcialmente.

b- Atirantamento com tirantes de fios ou cordoalhas de alta protenção (60 - 200 t) ou tirantes de barra de menor capacidade (5 - 60 t).

c- Muros de arrimo no pé do talude, em concreto ou gabiões, a terro, enrocamento, etc.

d- Injeção de consolidação.

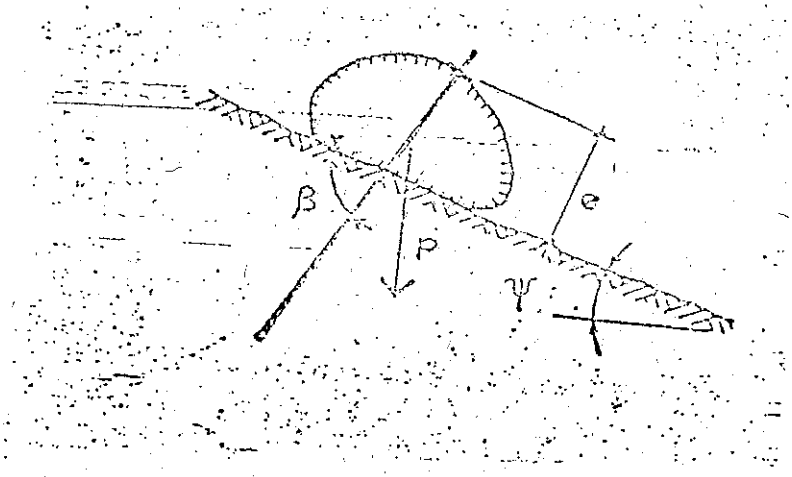
e- Drenagem

O atirantamento é um dos métodos mais utilizados para a estabilização de maciços rochosos.

Entre as maiores vantagens do método, citamos, além da eficiência e a economia, a rapidez de instalação e a não interferência com o eventual trânsito, devido á insignificante redução da seção útil da escavação.

6.1. ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES COM TIRANTES

Escorregamento de blocos isolados.



A estabilização com tirantes de blocos ou placas isoladas, apoiada sobre superfície inclinadas pode ser calculada com a expressão:

$$s = \frac{na\,[\tau + \sigma\,(tg\,\varphi\,sen\,\beta - cos\,\beta)]}{P\,sen\,\psi - tg\,\varphi\,cos\,\psi}$$

Onde: S - fator de segurança (S = 2 a 3)

n - número total de tirantes necessários para estabilizar o bloco

a - área da seção do tirante

σ - resistência ao cizalhamento do tirante

σ - resistência a tração do tirante

$tg\varphi$ - coeficiente ao atrito entre o bloco e a rocha (0,1 - 0,6)

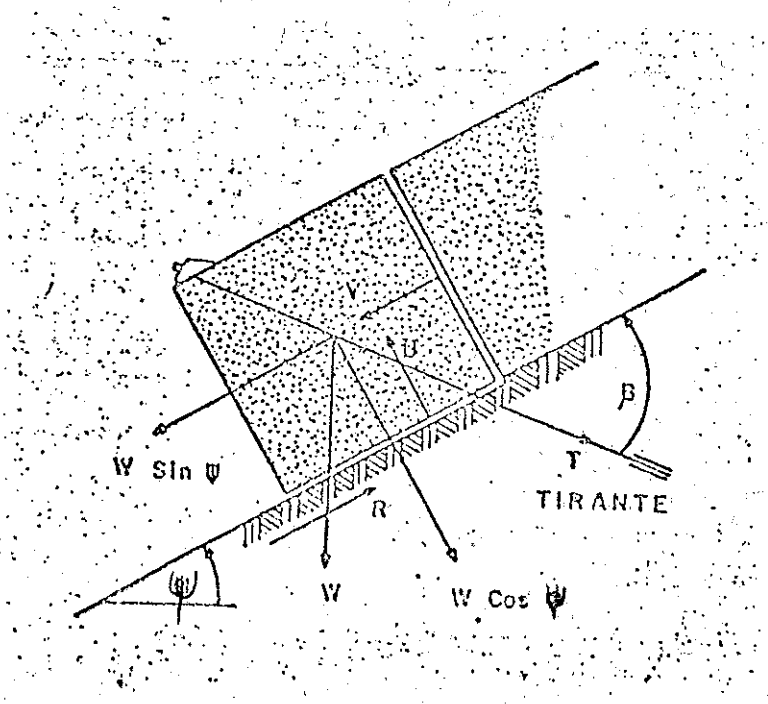
β - ângulo do tirante com a plano de talude

ψ - ângulo do talude com a horizontal

P - peso do bloco

O comprimento do tirante será $l_t \geq 2$ e, onde e = espessura do bloco.

Escorregamento plano



À figura indica as forças que agem sobre uma parte do maciço com tendência ao escorregamento plano.

A equação mostra que a protensão T diminui as forças que agem no sentido do escorregamento, aumentando a forma normal ao plano e a resistência entre a base do bloco e o proprio plano.

$$S = \frac{cA + (W\cos\psi - U + T\operatorname{sen}\beta)\,tg\varphi}{W\operatorname{sen}\psi + V - T\cos\beta}$$

Tmin p/ $\beta = \varphi$

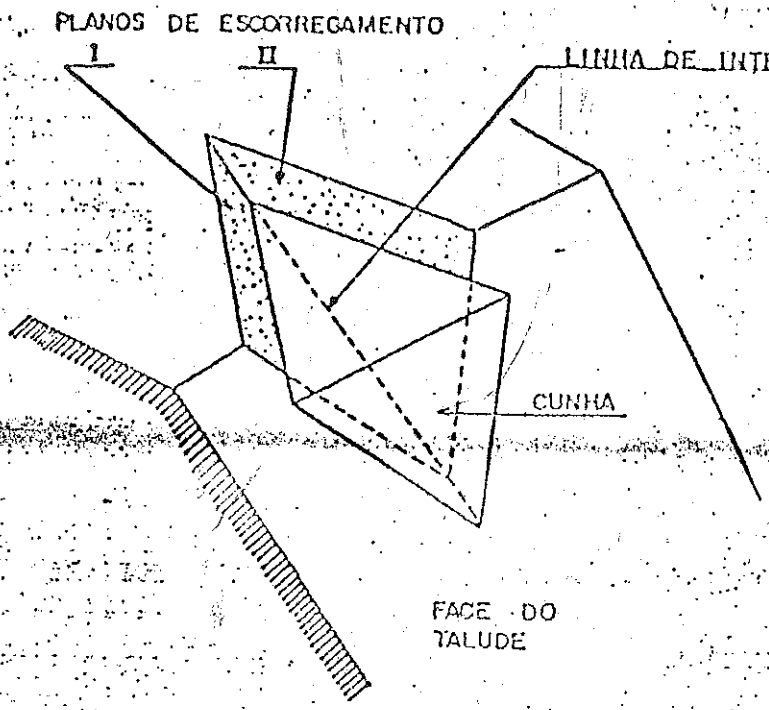
S - fator de segurança (S = 2 a 3)
c - coesão bloco/plano
A - área de contacto bloco/plano
W - peso do bloco
ψ - ângulo do plano com a horizontal
V,U - pressão hidrostática
T - protensão do tirante
β - ângulo do tirante com o plano.
φ - coeficiente de atrito bloco/plano

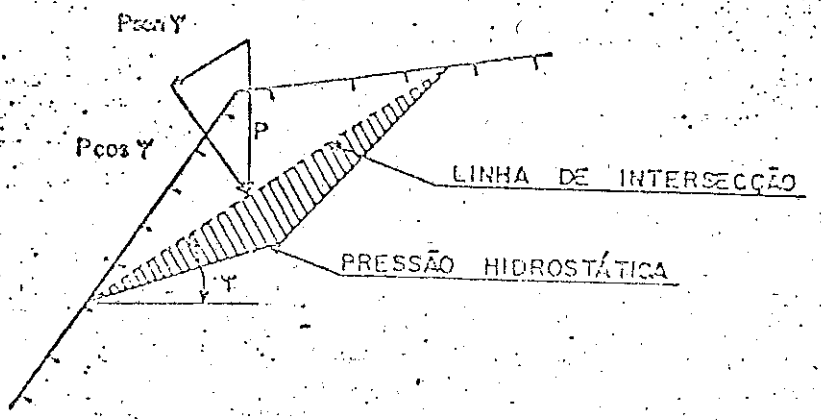
Escorregamento em cunha

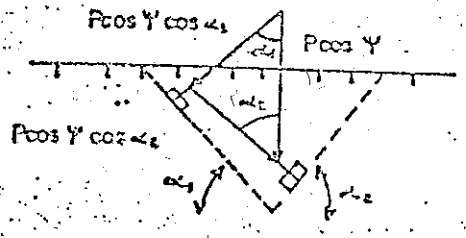
Este é o caso mais comum de escorregamento, e a figura indica basicamente as forças que agem sobre a cunha.

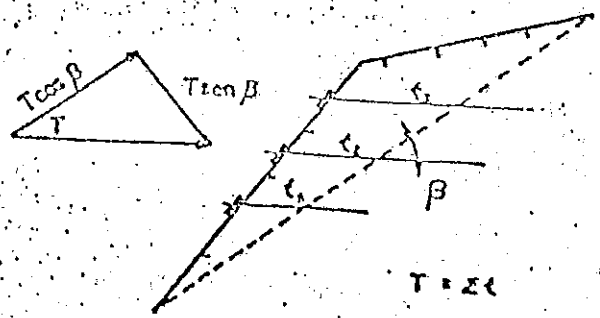
$$S = \frac{C_1 A_1 + C_{11} A_{11} + (P\cos\psi\cos\alpha_1 - U_1 + T\operatorname{sen}\beta\cos\alpha_1)\operatorname{tg}\varphi_1 + (P\cos\psi\cos\alpha_{11} - U + T\operatorname{sen}\beta\cos\alpha_{11})\operatorname{tg}\varphi_{11}}{P\operatorname{sen}\psi - T\cos\beta}$$

Onde: S - fator de segurança (2 a 3)
c - coesão relativa ao plano I (II)
A - área do plano I (II)
P - peso da cunha
ψ/α - ângulo da linha de intersecção e dos planos I (II)
U - resultante da pressão hidrostática aplicada na face I (II)
φ - ângulo de atrito da face I (II)
T - protensão do tirante
β - ângulo tirante/plano


PLANOS DE ESCORREGAMENTO
I
II
LINHA DE INTERSECÇÃO
CUNHA
FACE DO TALUDE


P cos Ψ
P cos Ψ
P
LINHA DE INTERSECÇÃO
PRESSÃO HIDROSTÁTICA
Ψ


P cos Ψ cos α1
P cos Ψ
P cos Ψ cos α2


T cos β
T
T sen β
β
T = Σt

A equação mostra que a protensão T melhora as condições de estabilidade em dois aspectos:

- Aumenta a tensão normal de escorregamento, aumentando assim o atrito nos planos.
- Diminui a resultante tangencial desfavorável à estabilidade da cunha na quantidade T cos .

Para maiores detalhes, fazemos referência à literaturas especializada.

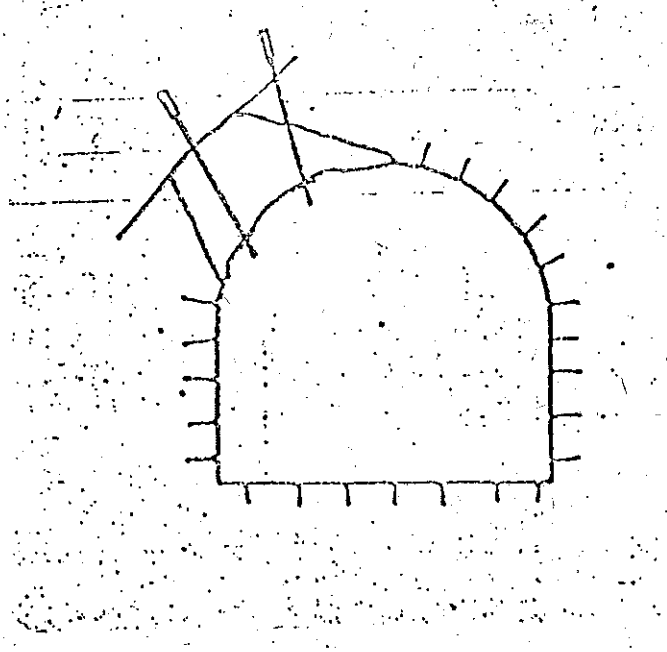
6.2. ESTABILIZAÇÃO DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS COM TIRANTES

Na escavações subterrâneas a estabilização do maciço com tirantes é executada conforme dois princípios:

Atirantamento seletivo para estabilizaçaõ de blocos isolados.

Atirantamento sistemático para estabilização do maciço rochoso.

Atirantamento seletivo



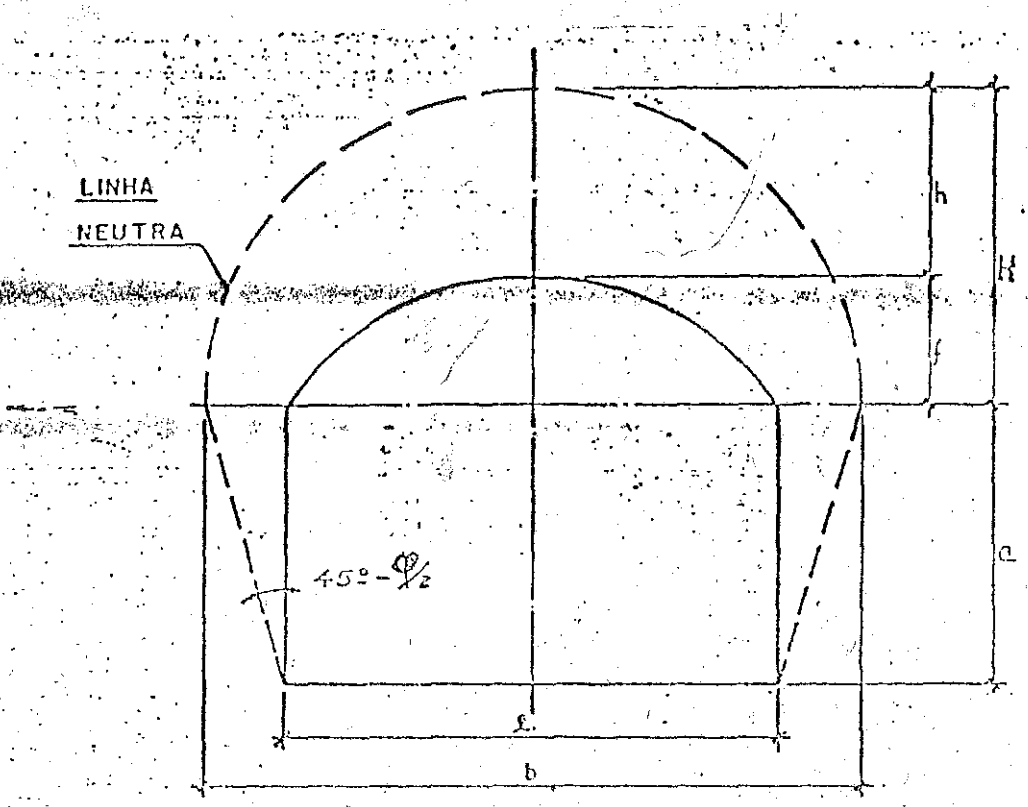
O bloco é considerado solto, desprezando-se a coesão do maciço.
O atirantamento é calculado com a expressão

$$S = \frac{nT}{V\gamma}$$

n = número de tirantes
V = volume do bloco
γ = peso específico da rocha
T = carga de trabalho
S = fator de segurança (1,5 a 2).

O comprimento do tirante deverá ser pelo menos 1,5 vezes a espessura do bloco.

Atirantamento sistemático



Cálculo dos empuxos

Para o dimensionamento do atirantamento sistemático, calcula-se a linha de arco natural do maciço (linha neutra).

Para isso utiliza-se geralmente a teoria de Protodyakonov. Abaixo desse linha considera-se a rocha instável, conforme a figura a cima.

$$b = 2a \operatorname{tg}\left(45^{\circ} - \frac{\varphi}{2}\right) + \ell \qquad H = \frac{b}{2 \operatorname{tg} \varphi}$$

Empuxo na abóbada por metro de túnel:

$$P = \frac{1}{3} \gamma \frac{b^2}{\operatorname{tg} \varphi} - f \frac{\ell}{2} \gamma$$

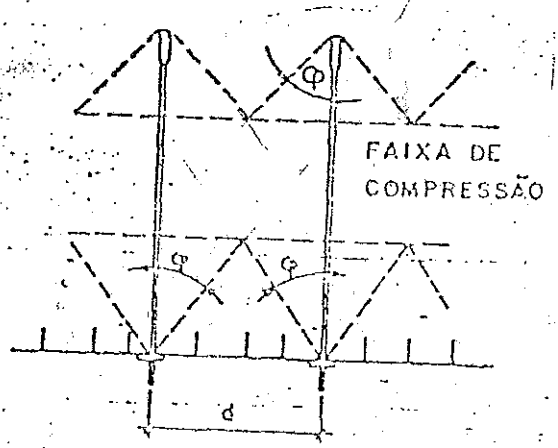
Empuxo expecífico: $Pe = \frac{P}{\ell}$

φ = ângulo de atrito interno do maciço

Métodos de Atirantamento

O atirantamento é executado conforme dois princípios:

a) A ancoragem é executada em rocha sem tensões, além da linha neutra (comprimento do tirante $2\ h_1$). Cada tirante será protendido até um valor correspondente ao peso do prisma de rocha que cada tirante irá sustentar.
Reconstitui-se, assim, o estado de equilíbrio existente no maciço antes da escavação do túnel.



b) Os tirantes serão situados de maneira tal que os ângulos dos fusos de compressão (≅ ângulo de atrito interno) se interceptem assim que o trecho superpostos dos fusos (faixa de compressão) seja igual ou maior à metade do comprimento do tirante.

O comprimento do tirante é independente da posição da linha neutra e é normalmente igual a meia largura do túnel. A protensão dos tirantes será $P_t = d^2 P_e$ onde d é distância entre os tirantes. Esta distância preferivelmente deverá ser a mesma no sentido longitudinal e transversal do túnel.
Desta forma cria-se um arco comprimido radial em torno do túnel que age como entidade estrutural auto-suportante.
Com o método b), os tirantes terão sempre o mesmo comprimento, necessitando porém de maiores protensões, com respeito ao método a).

ARCO DE ROCHA PROTENDIDA